



UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil

**Aspectos Estruturais no Comportamento de Estruturas
Offshore**

Por
Natanael Filipe Tesouro

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção
do grau de mestre em Engenharia Civil, Perfil de Estruturas

Orientador: Doutor Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva

Lisboa
2010

Agradecimentos

A toda a minha família e amigos, em especial aos meus pais pela constante dedicação, incentivo, apoio, estímulo e encaminhamento a bom porto.

Ao professor Manuel Américo de Jesus Gonçalves da Silva pelos ensinamentos e orientação da presente dissertação.

Ao professor Jorge Saraiva pelos esclarecimentos relacionados com o vento.

Ao professor José Nuno Varandas Silva Ferreira pela ajuda prestada na obtenção das séries temporais.

Ao professor João Rocha de Almeida pela ajuda prestada na elaboração da presente dissertação.

Resumo

Actualmente não existem muitos estudos sobre plataformas offshore em Portugal e, como tal, na presente dissertação, pretendeu-se dar um contributo para melhor conhecimento deste tipo de estruturas.

Outro objectivo da presente dissertação foi o de estudar o comportamento dinâmico da subestrutura de uma plataforma de betão armado localizada ao largo da Costa da Caparica sob acção do vento, ondas e corrente. A contabilização da acção dinâmica do vento e ondas foi realizada através de quatro séries temporais obtidas por meio de transformadas inversas de Fourier, a partir de espectros de densidade das quantidades relevantes.

Estabeleceram-se algumas alterações na estrutura da plataforma de forma a avaliar a implicação dessas alterações. Estudaram-se três casos, um sem contraventamento em altura entre as quatro colunas, outro com um contraventamento em altura e outro caso com dois contraventamentos em altura. Nessa perspectiva chegou-se à conclusão que o caso com um contraventamento em altura apresentou uma melhor opção de concepção, por apresentar uma menor resposta da estrutura.

Pretendeu-se também contabilizar as contribuições parcelares de cada uma daquelas acções para a resposta da estrutura e de um modo geral, a acção do vento é consideravelmente pequena comparando com as ondas e a corrente. A contabilização da corrente nas acções hidrodinâmicas, por sua vez, representa um aumento significativo da acção hidrodinâmica, comparando-a apenas com a acção das ondas.

Abstract

Currently, not many studies exist on offshore platforms in Portugal and, as such the present dissertation is intended to contribute to a better knowledge of this type of structures.

Another objective of the present dissertation was to study the dynamic behaviour of the substructure of a concrete platform located off the Coast of Costa da Caparica and being loaded by wind, waves and current. The accounting of the dynamic share of the wind and waves was made through four time-series obtained by inverse Fourier transforms and using coded density spectra.

Some alterations in the structure of the platform were established to evaluate the implication of these alterations. Three cases were studied, one without bracing between the four columns in the vertical direction, another with bracing in one level and the third case with bracings at two levels. The conclusion was that the case with one bracing in height presented a better option leading to a better response of the structure.

It was also intended to compare the contribution of each dynamic action to the behaviour of the structure and in a general way the importance of the wind was found to be considerably small comparing with that of the waves and the current. The contribution of the current to the hydrodynamic effects, in turn, represents a significant increase to the effect of the waves.

Índice

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
2	CARACTERÍSTICAS DE PLATAFORMAS OFFSHORE.....	5
2.1	PLATAFORMAS DE SONDAGEM E PRODUÇÃO DE PETRÓLEO E GÁS NATURAL.....	6
2.1.1	<i>Plataformas Offshore Petrolíferas em Portugal.....</i>	<i>6</i>
2.1.2	<i>Tipos de Plataformas.....</i>	<i>7</i>
2.1.3	<i>Transporte e Construção</i>	<i>12</i>
2.1.4	<i>Patologias.....</i>	<i>14</i>
2.1.5	<i>Acidentes.....</i>	<i>16</i>
2.2	PLATAFORMAS EÓLICAS	16
2.3	ANCORAGEM E FUNDAÇÕES	18
2.3.1	<i>Sistema de Ancoragem.....</i>	<i>18</i>
2.3.2	<i>Fundações.....</i>	<i>20</i>
3	PRÁTICAS RECOMENDÁVEIS E LEGISLAÇÃO	23
4	ACÇÕES E DIMENSIONAMENTO.....	25
4.1	ESTADOS LIMITE.....	25
4.2	DIMENSIONAMENTO USANDO COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA	25
4.3	ACÇÕES	27
4.3.1	<i>Vento.....</i>	<i>28</i>
4.3.2	<i>Corrente e Ondas.....</i>	<i>32</i>
5	MÉTODOS ESTOCÁSTICOS.....	43
6	APLICAÇÃO	55
6.1	GEOMETRIA E TOPOLOGIA	56
6.2	CASOS CONSIDERADOS	57
6.3	MODELO	58
6.4	ACÇÕES	60
6.4.1	<i>Vento.....</i>	<i>61</i>
6.4.2	<i>Corrente e Ondas.....</i>	<i>67</i>
6.5	MASSAS E PESOS CONSIDERADOS.....	76
6.6	MODOS E FREQUÊNCIAS DA ESTRUTURA	77
6.7	RESPOSTA DA ESTRUTURA.....	86
6.7.1	<i>Esforços.....</i>	<i>86</i>
6.7.2	<i>Deslocamentos.....</i>	<i>105</i>
7	CONCLUSÕES.....	109
7.1	LIMITAÇÕES DO ESTUDO.....	110
7.2	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISA FUTURA	112
	BIBLIOGRAFIA	113

Índice de Figuras

FIGURA 2.1 - OIL ROCKS, ILHA ARTIFICIAL EM AZERBAIJÃO. [5]	5
FIGURA 2.2 - TIPOS DE PLATAFORMAS OFFSHORE	8
FIGURA 2.3 - ESQUEMA ESTRUTURAL E FOTOGRAFIA DE UMA PLATAFORMA <i>JACKET</i> . [8 e 9]	9
FIGURA 2.4 - ESQUEMA ESTRUTURAL E FOTOGRAFIA DE UMA PLATAFORMA DE GRAVIDADE. [8 e 10]	10
FIGURA 2.5 - PLATAFORMA <i>JACK-UP</i> DE PERNAS CILÍNDRICAS DE BETÃO ARMADO. [8]	10
FIGURA 2.6 - ESQUEMA ESTRUTURAL E FOTOGRAFIA DE UMA PLATAFORMA <i>JACK-UP</i> DE PERNAS TRELIÇADAS DE AÇO. [3, 11]	11
FIGURA 2.7 - ESQUEMA ESTRUTURAL E FOTOGRAFIA DE UMA PLATAFORMA SEMI-SUBMERSÍVEL. [11, 12]	12
FIGURA 2.8 - PLATAFORMA <i>JACKET</i> . FASES DE TRANSPORTE, LANÇAMENTO E FLUTUAÇÃO. [8]	13
FIGURA 2.9 - PLATAFORMA <i>JACKET</i> . FASES DE VERTICALIZAÇÃO, ASSENTAMENTO E FUNDAÇÕES. [8]	13
FIGURA 2.10 - PLATAFORMA <i>JACKET</i> . FASE DE COLOCAÇÃO DO CONVÉS. [8]	13
FIGURA 2.11 - FOTOGRAFIA DE CORROSÃO NUMA PLATAFORMA DE BETÃO ARMADO. [14]	15
FIGURA 2.12 - TIPOS DE FUNDAÇÕES DE EÓLICAS OFFSHORE: (A) MONOPILAR; (B) TRÍPODES; (C) GRAVITACIONAL; (D) SUPORTE FLUTUANTE. [20]	17
FIGURA 2.13 - ANCORAGEM DISTRIBUÍDA. [23]	19
FIGURA 2.14 - DIFERENÇAS ENTRE ANCORAGEM COM BARRAS TRACCIONADAS E CATENÁRIA. [23]	20
FIGURA 4.1 - A) VELOCIDADE DO VENTO NO TEMPO E B) VELOCIDADE DO VENTO EM ALTURA. [35]	28
FIGURA 4.2 - DIFERENÇA DE COMPORTAMENTO DO VENTO MEDIANTE TIPO DE TERRENO [36]	30
FIGURA 4.3 - PARÂMETROS DAS ONDAS [30]	33
FIGURA 4.4 - TIPOS DE ONDA MEDIANTE TIPO DE TEORIA DE ONDA. [38]	33
FIGURA 4.5 - ÁBACO DE APLICABILIDADE DAS TEORIAS DE ONDA. [36]	35
FIGURA 4.6 - COMPRIMENTO DE ONDAS DEVIDO À PROFUNDIDADE DA ÁGUA. [38]	36
FIGURA 4.7 - INFLUÊNCIA DA APROXIMAÇÃO DA COSTA NO COMPORTAMENTO DAS ONDAS. [38]	37
FIGURA 4.8 - COMPORTAMENTO CINEMÁTICO DAS PARTÍCULAS DA ONDA [36].	38
FIGURA 4.9 - FORÇAS E MOMENTOS ACTUANTES DEVIDO A ONDAS E CORRENTES EM CILINDRO SUBMERSO. [30]	41
FIGURA 5.1 - ACELEROGRAMA DE UM SISMO - PROCESSO NÃO ESTACIONÁRIO. [39]	43
FIGURA 5.2 - COMPONENTE ALEATÓRIA DO VENTO.	47
FIGURA 5.3 - AMPLITUDE DA ONDA. SÉRIE 1.	48
FIGURA 5.4 - VELOCIDADE DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 1.	48
FIGURA 5.5 - ACELERAÇÃO DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 1.	49
FIGURA 5.6 - AMPLITUDE DA ONDA. SÉRIE 2.	49
FIGURA 5.7 - VELOCIDADE DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 2.	50
FIGURA 5.8 - ACELERAÇÃO DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 2.	50
FIGURA 5.9 - AMPLITUDE DA ONDA. SÉRIE 3.	51
FIGURA 5.10 - VELOCIDADE DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 3.	51
FIGURA 5.11 - ACELERAÇÃO DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 3.	52
FIGURA 5.12 - AMPLITUDE DA ONDA. SÉRIE 4.	52
FIGURA 5.13 - VELOCIDADE DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 4.	53
FIGURA 5.14 - ACELERAÇÃO DAS PARTÍCULAS DA ONDA AO LONGO DA PROFUNDIDADE. SÉRIE 4.	53
FIGURA 6.1 - GEOMETRIA DA PLATAFORMA OFFSHORE.	57
FIGURA 6.2 - FORMATO DOS 3 CASOS ESTUDADOS.	58
FIGURA 6.3 - MODELO CONSIDERADO.	60
FIGURA 6.4 - DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO DAS COLUNAS. [36]	61
FIGURA 6.5 - ESPECTRO DE DENSIDADE DO VENTO DE KAIMAL.	64
FIGURA 6.6 - ESPECTRO DE DENSIDADE DAS ONDAS DE PIERSON-MOSKOVITZ.	70
FIGURA 6.7 - GRÁFICO COM O FACTOR DE AMPLIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE ARRASTO [30]	73
FIGURA 6.8 - DISCRETIZAÇÃO DE MASSAS.	78
FIGURA 6.9 - DEFORMADA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO. CASO 1. COM CRESCIMENTO MARINHO E MASSA ADICIONADA.	79
FIGURA 6.10 - DEFORMADA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO. CASO 1. SEM CRESCIMENTO MARINHO E MASSA ADICIONADA.	80
FIGURA 6.11 - DEFORMADA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO. CASO 2. COM CRESCIMENTO MARINHO E MASSA ADICIONADA.	80

FIGURA 6.12 - DEFORMADA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO. CASO 2. SEM CRESCIMENTO MARINHO E MASSA ADICIONADA.	81
FIGURA 6.13 - DEFORMADA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO. CASO 3. COM CRESCIMENTO MARINHO E MASSA ADICIONADA.	81
FIGURA 6.14 - DEFORMADA DOS MODOS DE VIBRAÇÃO. CASO 3. SEM CRESCIMENTO MARINHO E MASSA ADICIONADA.	82
FIGURA 6.15 - ESPECTROS DO VENTO E DAS ONDAS CONSIDERADOS NO ESTUDO.	82
FIGURA 6.16 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO AO VENTO. CASO 1.	88
FIGURA 6.17 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO AO VENTO. CASO 1.	88
FIGURA 6.18 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS. CASO 1.	89
FIGURA 6.19 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS. CASO 1.	90
FIGURA 6.20 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS E CORRENTE. CASO 1.	90
FIGURA 6.21 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS E CORRENTE. CASO 1.	91
FIGURA 6.22 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO AO VENTO. CASO 2.	92
FIGURA 6.23 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO AO VENTO. CASO 2.	92
FIGURA 6.24 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS. CASO 2.	93
FIGURA 6.25 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS. CASO 2.	93
FIGURA 6.26 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO À CORRENTE E ONDAS. CASO 2.	94
FIGURA 6.27 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO À CORRENTE E ONDAS. CASO 2.	94
FIGURA 6.28 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO AO VENTO. CASO 3.	95
FIGURA 6.29 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO AO VENTO. CASO 3.	96
FIGURA 6.30 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS. CASO 3.	96
FIGURA 6.31 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO ÀS ONDAS. CASO 3.	97
FIGURA 6.32 - DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO NAS COLUNAS DEVIDO À CORRENTE E ONDAS. CASO 3.	97
FIGURA 6.33 - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR NAS COLUNAS DEVIDO À CORRENTE E ONDAS. CASO 3.	98
FIGURA 6.34 - DEFORMADAS DEVIDO AO CARREGAMENTO.	105

Índice de Tabelas

TABELA 4.1 - FACTORES DE DIMENSIONAMENTO DAS ACÇÕES [27].	26
TABELA 6.1 - NÚMERO DOS NÓS E DOS ELEMENTOS DE UMA COLUNA DA SUBESTRUTURA.	59
TABELA 6.2 – VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO PARA OS PONTOS CONSIDERADOS.	62
TABELA 6.3 – VALOR DO INTEGRAL DE ESCALA PARA CADA PONTO CONSIDERADO.	63
TABELA 6.4 – FORÇAS APLICADAS NO PROGRAMA DE CÁLCULO.	66
TABELA 6.5 – VELOCIDADE DA CORRENTE PARA OS VINTE PONTOS CONSIDERADOS.	68
TABELA 6.6 – FORÇAS DAS ONDAS E CORRENTES APLICADAS NO PROGRAMA DE CÁLCULO.	75
TABELA 6.7 – MASSA DA ESTRUTURA.	76
TABELA 6.8 – MASSA DE CRESCIMENTO MARINHO E MASSA ADICIONADA.	77
TABELA 6.9 – MODOS E PARTICIPAÇÃO DE MASSA. CASO 1.	83
TABELA 6.10 – MODOS E PARTICIPAÇÃO DE MASSA. CASO 2.	84
TABELA 6.11 – MODOS E PARTICIPAÇÃO DE MASSA. CASO 3.	85
TABELA 6.12 – ESFORÇOS DEVIDO AO VENTO NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 1.	98
TABELA 6.13 – ESFORÇOS DEVIDO ÀS ONDAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 1.	99
TABELA 6.14 – ESFORÇOS DEVIDO À CORRENTE E ONDAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 1.	99
TABELA 6.15 – ESFORÇOS DEVIDO AO VENTO NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 2.	100
TABELA 6.16 – ESFORÇOS DEVIDO ÀS ONDAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 2.	100
TABELA 6.17 – ESFORÇOS DEVIDO À CORRENTE E ONDAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 2.	101
TABELA 6.18 – ESFORÇOS DEVIDO AO VENTO NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 3.	102
TABELA 6.19 – ESFORÇOS DEVIDO ÀS ONDAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 3.	103
TABELA 6.20 – ESFORÇOS DEVIDO À CORRENTE E ONDAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO. CASO 3.	104
TABELA 6.21 – DESLOCAMENTOS NO TOPO DAS COLUNAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO.	106

TABELA 6.22 – DESLOCAMENTOS NO TOPO DAS COLUNAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO DEVIDO ÀS ONDAS.	106
TABELA 6.23 – DESLOCAMENTOS NO TOPO DAS COLUNAS NA DIRECÇÃO DO CARREGAMENTO DEVIDO À CORRENTE E ONDAS.	107

Nomenclatura

- S_d - Efeito das acções de dimensionamento.
- R_d - Resistência de dimensionamento.
- γ_{Si} - Factor de dimensionamento das acções.
- S_{ki} - Acções no seu valor característico.
- R_k - Resistência característica.
- γ_M - Factor do material.
- t - Tempo.
- z - Altura de um ponto ao solo ou à linha média da água.
- $u(z, t)$ - Velocidade do vento.
- $\bar{u}(z)$ - Velocidade média do vento.
- $u'(z, t)$ - Componente aleatória da velocidade do vento.
- V_δ - Velocidade do vento na camada limite.
- δ - Altura da camada limite ao solo ou à linha média da água.
- z_1 - Altura do ponto 1 ao solo ou à linha média da água.
- z_2 - Altura do ponto 2 ao solo ou à linha média da água.
- $\bar{u}(z_1)$ - Velocidade média do vento para o ponto 1.
- $\bar{u}(z_2)$ - Velocidade média do vento para o ponto 2.
- α - Coeficiente que depende da rugosidade do terreno.
- $I_u(z)$ - Intensidade de turbulência na direcção longitudinal.
- $I_v(z)$ - Intensidade de turbulência na direcção transversal.
- $I_w(z)$ - Intensidade de turbulência na direcção vertical.
- σ_u - Desvio padrão da velocidade do vento na direcção longitudinal.
- σ_v - Desvio padrão da velocidade do vento na direcção transversal.

σ_w - Desvio padrão da velocidade do vento na direcção vertical.

z_0 - Rugosidade do vento.

$F_w(z, t)$ - Força do vento

ρ_a - Densidade do ar.

C - Coeficiente de forma.

A - Área da estrutura.

$F_{wsi}(z)$ - Componente estática da força do vento.

$F_{wdi}(z, t)$ - Componente dinâmica da força do vento.

λ - Comprimento da onda.

T - Período de onda.

c - Celeridade.

f - Frequência.

ω - Frequência angular.

H - Altura da onda.

A_C - Altura da crista.

A_T - Profundidade do vale.

d - Profundidade.

k - Número de onda.

x - Coordenada na horizontal.

y - Coordenada na vertical.

$\eta(x, y, t)$ - Elevação da superfície.

S - Parâmetro de tamanho de onda.

μ - Parâmetro de profundidade.

U_R - Número de Ursell.

H_B - Altura crítica de rebentação.

β - Ângulo formado entre o eixo x e a direcção de propagação da onda

a - Metade da altura da onda.

g - Aceleração gravítica.

$u(x, t)$ - Velocidade das partículas da água devido à onda na direcção horizontal.

$v(x, t)$ - Velocidade das partículas da água devido à onda na direcção vertical.

$\dot{u}(x, t)$ - Aceleração das partículas da água devido à onda na direcção horizontal.

$\dot{v}(x, t)$ - Aceleração das partículas da água devido à onda na direcção vertical.

$v_{c,wind}(z)$ - Velocidade das partículas da água devido à corrente formada pelo vento na profundidade z .

$v_{c,wind}(0)$ - Velocidade das partículas da água devido à corrente formada pelo vento na linha média da água.

d_0 - Profundidade à qual a velocidade da corrente devido ao vento deixa de se propagar.

$v_{c,tide/circulational}(z)$ - Velocidade das partículas da água devido à corrente formada pelas marés e pela circulação do oceano à profundidade z .

$v_{c,tide/circulational}(0)$ - Velocidade das partículas da água devido à corrente formada pelas marés e pela circulação do oceano na linha média da água.

ζ - Coeficiente aplicado na determinação da velocidade da corrente devido à maré e devido à circulação do oceano.

f_N - Força normal devido às ondas e corrente.

f_T - Força tangencial devido às ondas e corrente.

f_L - Força de elevação devido às ondas e corrente.

m_t - Momento torsor devido às ondas e corrente.

ε - Ângulo formado entre V e a força tangencial.

V - Força formada pelas componentes normal e tangencial da força devido às ondas e corrente.

D - Dimensão projectada da secção do corpo.

v - Velocidade do fluido (ondas e/ou corrente) na direcção normal.

\dot{v} - Aceleração do fluido (ondas) na direcção normal.

ρ - Peso específico da água.

C_A - Coeficiente de massa adicionada.

C_D - Coeficiente de arrasto.

$S_{vento}(f)$ - Espectro de densidade do vento em função da frequência.

$S_{ondas}(f)$ - Espectro de densidade das ondas em função da frequência.

$S(f)$ - Espectro de densidade em função da frequência.

$x(t)$ - Variável aleatória no domínio do tempo.

i - Unidade imaginária.

A_n - Amplitude da onda para a frequência n .

f_n - Frequência para a frequência n .

Δf - Passo da frequência.

ϕ_n - Fase para a frequência n .

T_d - Duração da história no tempo.

N - Limite do domínio de frequência considerado.

z_{CM} - Profundidade do centro de massa do elemento.

F_D - Força de arrasto.

F_I - Força de inércia.

L_u - Integral de escala de comprimento.

R_e - Número de Reynolds.

ν - Viscosidade cinemática do ar a 15°C.

$f_{u(z)}^-$ - Parcela estática da força devido ao vento.

$f_{u(z)u'(z,t)}^-$ - Parte constante da parcela da força devido ao vento que depende da componente aleatória da velocidade do vento.

$f_{u'(z,t)^2}$ - Parte constante da parcela da força devido ao vento que depende do quadrado da componente aleatória do vento.

H_S - Onda significativa.

T_P - Período de Ponta.

μ - Coeficiente utilizado na determinação da velocidade da corrente devido ao vento.

ϖ - Constante aplicada na determinação do comprimento de onda aproximado.

$f(\varpi)$ - Constante que depende de ϖ , aplicada na determinação do comprimento de onda aproximado.

α_n - Constantes aplicadas na determinação do comprimento de onda aproximado.

Δ - Rugosidade adimensional.

$C_{DS}(\Delta)$ - Coeficiente de arrasto considerando apenas o número de Reynolds.

ψ - Factor de amplificação de rasto.

K_C - Número de Keulegan-Carpenter.

Um - Velocidade máxima das ondas.

C_M - Coeficiente de massa.

$f_{N\dot{v}(t)}$ - Força de inércia que foi amplificada pela aceleração das partículas das ondas provenientes das histórias no tempo.

$f_{Nvv(t)}$ - Força de arrasto que foi amplificada pela velocidade das partículas considerando as ondas e corrente ou apenas considerando as ondas.

MG - Massa do crescimento marinho.

AM - Massa adicionada.

msn - Massas discretizadas por elemento.

mfk - Massa discretizada do flare.

I - Momento de inércia da secção.

E - Módulo de elasticidade.

pm_x - Participação de massa de translação na direcção x.

pm_y - Participações de massa de translação na direcção y.

1 Introdução

1.1 Generalidades

Em Portugal até ao momento, ainda não foram encontrados depósitos de petróleo ou gás natural que justificassem a sua exploração, tanto onshore como offshore [1]. Por esse motivo, a engenharia nacional não criou número significativo de estudos e bibliografia referentes a estruturas de plataformas petrolíferas offshore e essa lacuna merece ser diminuída face à internacionalização do mercado de trabalho. Adicionalmente, prevê-se num futuro próximo, o incremento da exploração de energia eólica offshore recorrendo a tecnologia semelhante à requerida por plataformas offshore de exploração petrolífera [2].

Este estudo tem a intenção de dar a conhecer aspectos básicos da engenharia associada ao projecto de plataformas de exploração petrolífera, que é actualmente no mundo, a maior aplicação da tecnologia offshore.

Este tipo de estruturas, do ponto de vista técnico, é bastante interessante, pois possui como acções dinâmicas determinantes no dimensionamento o vento, as ondas e as correntes e tem como objectivo estar o mais estável possível para poder explorar os poços de petróleo, minimizando os riscos de explosões [3]. A irregularidade do comportamento do mar dificulta bastante a concretização desse objectivo. Será estudado na presente dissertação a resposta de uma estrutura de betão armado, para uma localização ao largo da Costa da Caparica, sob a acção do vento, das ondas e da corrente.

A plataforma estudada tem quatro colunas, possui uma profundidade submersa de 200 metros e será de betão armado. Nessa localização poderá ser aplicada a equação de Morison na definição das acções hidrodinâmicas e a teoria de Airy devido ao facto da profundidade submersa (200 metros) ser muito maior que a altura da onda (8,75 metros) e por o comprimento da onda (1136,93 metros) ser muito maior que a dimensão da secção das colunas exposta à acção das ondas e corrente (10 metros).

Como será visto neste estudo, a acção das ondas e da corrente dependem da secção da estrutura que está exposta à acção. Quanto maior for a secção, maior é a acção. Nesta perspectiva, depara-se com o seguinte dilema: para a estrutura se encontrar o mais estável possível, requer-se uma maior rigidez na parte submersa da estrutura e a forma mais simples de aumentar essa rigidez directa ou indirectamente passará por aumentar a secção da estrutura exposta à acção, mas sendo assim também será aumentada a acção na estrutura e como tal este tipo de estruturas procuram um equilíbrio entre rigidez e área de exposição à acção e essa é outra particularidade interessante deste tipo de estruturas. Sendo assim serão estudados três casos de concepção estrutural da plataforma, sendo o primeiro caso desprovido de contraventamentos a unirem as quatro colunas da subestrutura da plataforma, o segundo caso possuirá um contraventamento em altura e o terceiro caso possuirá dois contraventamentos em altura.

Outro aspecto deste estudo será a comparação da resposta da estrutura considerando a massa adicionada e o crescimento marinho, cujos conceitos serão definidos no capítulo 6, com a mesma estrutura sofrendo as mesmas acções, mas sem a consideração dessas massas, com o objectivo de pretender averiguar o peso dessas massas na resposta da estrutura.

Foi usado o programa de cálculo SAP 2000 [4] no estudo da plataforma e as acções dinâmicas do vento e das ondas foram aplicadas recorrendo a séries temporais, obtidas através de transformadas inversas de Fourier dos espectros de densidade das ondas e do vento. Foram obtidas quatro séries temporais e comparada a resposta da estrutura dada por essas diferentes séries temporais.

Foi apenas considerada a actuação das acções numa direcção, devido à simetria da estrutura.

1.2 Estrutura da Dissertação

Para facilitar a compreensão do leitor, esta dissertação foi estruturada da forma descrita a seguir.

O capítulo 2 descreve o estado da arte sobre plataformas offshore, em que são mencionados os tipos de plataformas existentes, as suas características e aspectos como o do transporte, construção, patologias, acidentes, existência em Portugal, ancoragem e fundações.

No capítulo 3, é explicado que regulamentos e práticas recomendáveis podem ser seguidas no dimensionamento de plataformas offshore.

No capítulo 4, é feita uma breve introdução às acções e dimensionamento, que culmina numa especialização da definição das acções que serão consideradas no presente estudo.

Já no capítulo 5 é descrita a obtenção das séries temporais das acções que serão consideradas.

No capítulo 6 formula-se uma aplicação e é obtida a resposta da estrutura escolhida.

Por fim no capítulo 7 é feita a exposição dos resultados obtidos.

2 Características de Plataformas Offshore

Inicialmente a exploração de petróleo era feita em terra, mas com o aumento das exigências e dependência de petróleo, foi necessário expandir essa exploração para solo marinho, o que fez pleno sentido visto os oceanos representarem cerca de $\frac{3}{4}$ da superfície da Terra [3].

De acordo com [3] a primeira plataforma offshore foi construída em 1897 na ponta de um cais na Califórnia. Em 1928 um empresário do Texas criou a primeira plataforma móvel para fazer sondagens em terras alagadas, era apenas uma sonda terrestre apoiada em estrutura de madeira. Em 1947, devido a conflitos com o Médio Oriente, a exploração teve necessidade de progredir no Oceano, construindo-se no Golfo do México a primeira plataforma de onde não se podia avistar terra. Nesse ano também foi construída uma ilha artificial no Mar Cáspio ao largo de Azerbaijão, concebida totalmente para extracção e produção de petróleo (Figura 2.1).



Figura 2.1 - Oil Rocks, ilha artificial em Azerbaijão. [5]

No final dos anos 50 foram construídas as primeiras plataformas semi-submersíveis. Na década de 60 desenvolveu-se a tecnologia de posicionamento dinâmico, que consiste no posicionamento da plataforma com motores auxiliares activados automaticamente com o auxílio de um sistema de GPS (*Global Positioning System*). Em 1996, aproveitando muita da tecnologia

desenvolvida na construção de plataformas offshore para extracção e produção de petróleo em conjunto com tecnologia desenvolvida em projectos de energia eólica em terra, construiu-se o primeiro parque eólico offshore na Holanda, o parque *Irene Vorrink*. [3]

2.1 Plataformas de Sondagem e Produção de Petróleo e Gás Natural

Actualmente, de acordo com [3], estima-se que existam cerca de 7850 plataformas offshore de produção e de sondagem de petróleo e gás natural ao largo de mais de 53 países do mundo.

Existe uma grande variedade de processos aplicados pelas operadoras para encontrar indícios de petróleo e gás natural debaixo do solo marinho, sem qualquer tipo de escavação e sem auxílio de plataformas, mas assim que são encontrados indícios de petróleo é chegada a altura de realizar perfurações de sondagem no local. Para realizar essas perfurações utilizam-se plataformas móveis e normalmente escavam-se quatro poços. Se essas sondagens verificarem a presença de petróleo em quantidades justificáveis, escavam-se mais poços para se poder avaliar melhor o valor do depósito encontrado. Durante as perfurações, as plataformas tem de ficar praticamente estacionárias. [3]

Se o depósito for rentável escava-se um poço de extracção e começa a exploração desse depósito. Um poço médio dura cerca de 10 a 20 anos antes de deixar de ser lucrativo [3].

2.1.1 Plataformas Offshore Petrolíferas em Portugal

Em 1973 e 1974 foram assinados trinta concessões em áreas offshore de Portugal, em que vinte e duas resultaram em sondagens. Das quais cinco na bacia do Porto, catorze na bacia Lusitânia e três na bacia do Algarve. Todas acabaram por fechar, por as quantidades de petróleo encontradas não justificarem a exploração. [1]

De 1978 a 2004 efectuaram-se quinze concessões offshore, onze na bacia do Porto, três na bacia do Algarve e uma na bacia Lusitânia. Resultaram em três sondagens na bacia do Porto e duas

na bacia do Algarve. Nestas sondagens também encontraram indícios de petróleo, mas não justificaram exploração. [1]

Em 1 de Fevereiro de 2007 a *Hardman Resources* iniciou um investimento de 300 milhões de euros na costa vicentina de prospecção de petróleo [1].

Em 18 de Maio de 2007 um consórcio liderado pela Petrobras, com a GALP e a *Partex*, assinaram um contrato de pesquisa e exploração de petróleo na costa portuguesa, nomeadamente na bacia de Peniche. Nos primeiros oito anos corresponderá a um investimento de 400 milhões de euros. [6]

A 3 de Agosto de 2007 assinaram-se cinco contratos de concessão com a empresa *Mohave Oil & Gas Corporation* na bacia Lusitânia. [1]

Todos estes contratos e sondagens que se concretizaram em Portugal, permaneceram apenas na fase de sondagem, ainda nenhum caso evoluiu para produção. Contudo na fase de sondagem offshore em Portugal utilizaram-se plataformas offshore. No anexo 1 encontra-se representado o mapa de Portugal com os locais em que ocorreram pesquisas e prospecções de petróleo onshore e offshore [7].

2.1.2 Tipos de Plataformas

Ao todo existem actualmente cerca de dez tipos de plataformas offshore de produção e sondagem de petróleo e gás natural. Esses dez tipos podem ser categorizados em três grupos [8] como se mostra na Figura 2.2.

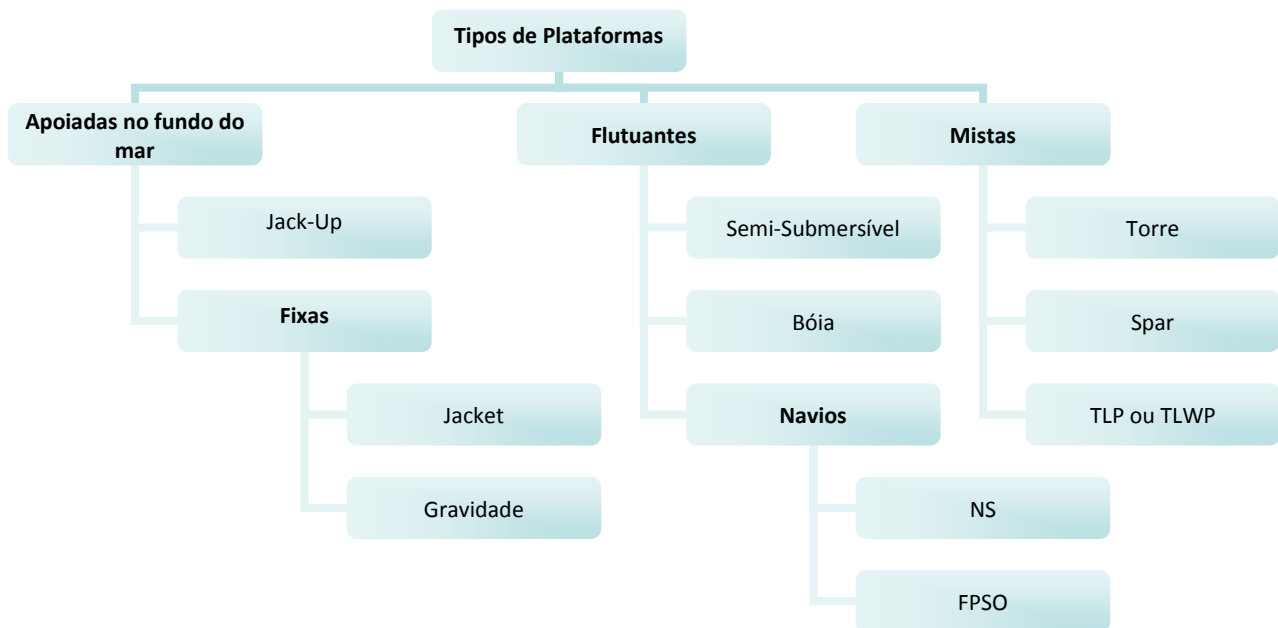


Figura 2.2 – Tipos de plataformas offshore.

Será dada uma maior relevância às plataformas apoiadas no fundo do mar, por do ponto de vista estrutural serem plataformas mais interessantes tendo em conta o estudo da presente dissertação.

De acordo com [8], como apoiadas no fundo do mar existem as plataformas do tipo *Jack-up*, que permitem alguma mobilidade e as plataformas fixas que podem ser do tipo *Jacket* ou de gravidade, como se definem a seguir.

As plataformas *Jacket* são constituídas por um convés¹ apoiado numa subestrutura² em treliça em tubos de aço. Este tipo de plataformas é o mais comum, existem mais de 7000 espalhadas em mais de 50 países (Figura 2.3). [8]

¹ É a parte principal da plataforma que alberga as acomodações de pessoal, unidades de processamento de produção, sistemas de ancoragem e estabilidade, módulos de geração de energia e compressão de gás e outros equipamentos [8].

² Encontra-se parcialmente submersa e é a parte da plataforma que sustenta o convés e que transmite os seus esforços para as fundações [8].



Figura 2.3 - Esquema estrutural e fotografia de uma plataforma *Jacket*. [8 e 9]

Este tipo de plataformas pode ser usado para perfuração e produção de petróleo e gás natural e não possui capacidade de armazenamento. Estas plataformas são utilizadas para uma lâmina de água até 200 metros e são plataformas de baixo custo, tanto de manutenção como de construção. A sua operação não depende das condições marítimas. Podem operar sozinhas ou operar com um navio acoplado à plataforma e possuem um baixo nível de complexidade de equipamentos. O sistema de prevenção de erupção (BOP)³, nestas plataformas, é localizado à superfície. A fundação destas plataformas é de estacas cravadas no fundo do mar. [8]

Relativamente às plataformas de gravidade, o comportamento é o mesmo que as do tipo *Jacket*, por se tratar também de plataformas fixas com algumas diferenças. Apoiam-se no fundo do mar através das grandes colunas de betão armado. Na base dessas colunas existe um sistema de cápsulas a vácuo que permite a fixação ao leito marinho. Podem ser usadas apenas na produção de petróleo e são usadas em lâmina de água⁴ até 400 metros. Os esforços da estrutura, destas plataformas, são muito maiores que as do tipo *Jacket* (Figura 2.4). [8]

³ É um sistema de prevenção de erupção, ou seja caso o petróleo pressurizado e o gás subam pelo poço, o BOP (*Blowout Preventer*) sela o poço com válvulas hidráulicas e aríetes. Basicamente trata-se de um sistema de segurança. [8]

⁴ É a altura entre a superfície e o solo marinho [8].

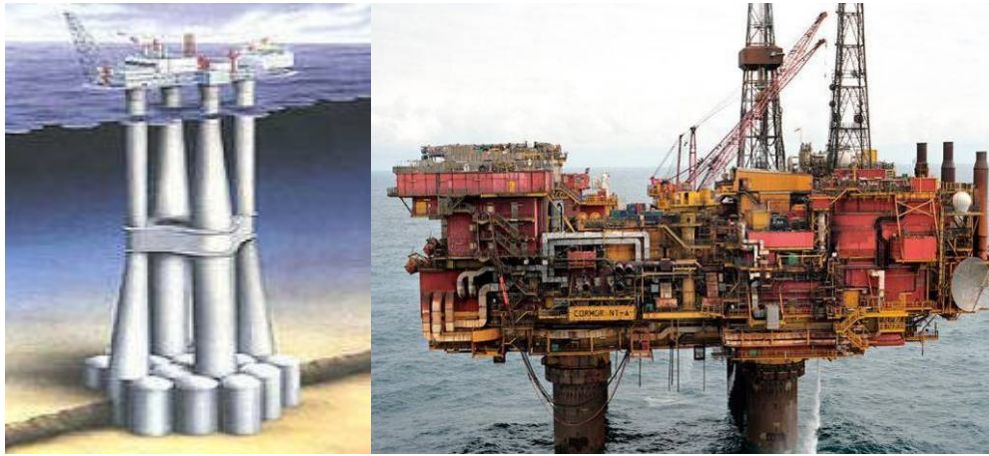


Figura 2.4 - Esquema estrutural e fotografia de uma plataforma de gravidade. [8 e 10]

As plataformas *Jack-up* também são fixas ao solo marinho como as fixas. A grande diferença localiza-se nas pernas elevatórias que são parte constituinte da subestrutura da plataforma e que podem ser accionadas por via hidráulica ou mecânica. Essas pernas elevatórias podem ser cilíndricas de betão armado (Figura 2.5) ou treliçadas com tubos de aço (Figura 2.6), mas em lâminas de água grandes as pernas treliçadas apresentam uma melhor resistência à encurvadura que o choque das ondas pode provocar. Este tipo de estrutura é particularmente utilizado no Golfo do México. [8]



Figura 2.5 - Plataforma *Jack-Up* de pernas cilíndricas de betão armado. [8]

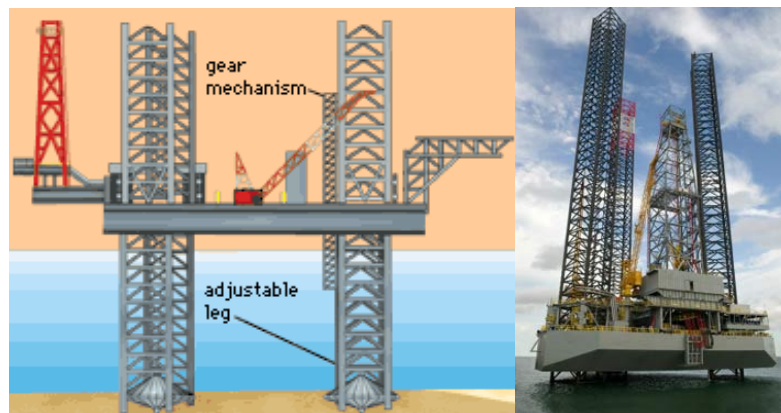


Figura 2.6 - Esquema estrutural e fotografia de uma plataforma *Jack-Up* de pernas treliçadas de aço. [3, 11]

Estas plataformas possuem uma maior mobilidade que as fixas. São também plataformas de baixo custo, mas não dependem das condições marítimas para operar. Possuem um baixo nível de complexidade de equipamentos e podem ser utilizadas para lâminas de água até 160 metros. O sistema de prevenção de erupção localiza-se à superfície e esta plataforma é apenas utilizada em operações de perfuração. [8]

Como flutuantes existem as Semi-Submersíveis, as bóias e os navios.

As plataformas Semi-Submersíveis, teoricamente, não possuem limite de lâmina de água. A sua subestrutura é composta por flutuadores submarinos, estrutura de convés, colunas na extremidade e possui também um sistema de lastro para manter a plataforma estável. Na perfuração deverá ser evitado o deslocamento horizontal para evitar o enterramento da perfuração. Esta plataforma é das mais usadas no Brasil (Figura 2.7). [8]



Figura 2.7 - Esquema estrutural e fotografia de uma plataforma Semi-Submersível. [11, 12]

Estas plataformas possuem como vantagem a sua grande mobilidade. Algumas possuem posicionamento dinâmico e por esse facto podem dispensar a utilização de âncoras. O seu custo de manutenção e utilização é médio e os seus equipamentos são bastante complexos. Usualmente são utilizadas em lâminas de água acima dos 200 metros e o seu sistema de prevenção de erupção localiza-se em solo marinho. As suas operações dependem das condições marítimas e é utilizado um veículo operado remotamente, ROV (*Remotely Operated Vehicle*), para operações no leito. Estas plataformas podem realizar operações de produção, processamento e transferência de petróleo mas não possuem capacidade de armazenagem. Os risers⁵ utilizados com estas plataformas ao contrário dos utilizados com plataformas apoiadas no fundo do mar são flexíveis. [8]

2.1.3 Transporte e Construção

Nesta secção trata-se o transporte e construção dos diferentes tipos de plataformas petrolíferas. Muitas plataformas são construídas em terra e rebocadas para o mar, outras são construídas totalmente no mar e outras ainda são construídas por peças em terra e depois montadas no mar, pelo que a sua concepção estrutural terá de ter em conta o seu método construtivo.

⁵ São condutas rígidas ou flexíveis verticais que transportam os fluidos desde o poço no fundo do oceano até à plataforma na superfície [8].

As plataformas apoiadas no fundo do mar são construídas em doca seca e depois rebocadas até à localização, à excepção das fixas por gravidade que tem um passo intermédio de conclusão numa zona costeira próxima da doca seca [8].

De acordo com [8] as plataformas *Jacket* são construídas em doca seca. Se as plataformas forem grandes são transportadas flutuando até à localização, se forem pequenas são içadas até à localização. Existem sete fases de colocação das plataformas na localização: transporte; lançamento; flutuação; verticalização; assentamento; fundações e colocação do convés (Figuras 2.8, 2.9 e 2.10).

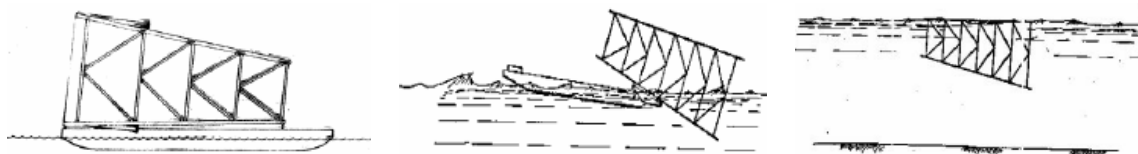


Figura 2.8 - Plataforma *Jacket*. Fases de transporte, lançamento e flutuação. [8]

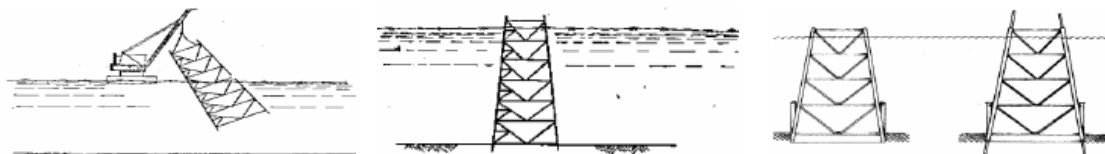


Figura 2.9 - Plataforma *Jacket*. Fases de verticalização, assentamento e fundações. [8]

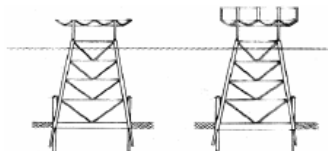


Figura 2.10 - Plataforma *Jacket*. Fase de colocação do convés. [8]

As plataformas de gravidade inicialmente são numa primeira fase, construídas em doca seca e quando a construção da parte inferior do caixão ou do tanque de armazenamento atinge uma certa

altura ou é concluída, a subestrutura de betão armado é ancorada num local costeiro, perto da doca seca, com o auxílio de flutuadores. Nesse local costeiro, prosseguirá os trabalhos de betonagem e de colocação do convés. Na fase de colocação do convés é usual ocorrer fendilhação do betão, pelo que esta fase deverá ser feita com extrema cautela. Por fim, a plataforma é rebocada até à localização definida, com o auxílio de flutuadores. [8]

As plataformas *Jack-Up* são construídas em doca seca e depois são rebocadas até à localização.

Na fase de transporte as pernas da plataforma estão elevadas. Quando é chegada a altura de fixação da plataforma ao leito marinho, as pernas são movimentadas para baixo até penetrarem no fundo do mar. Subsequentemente, eleva-se a plataforma de forma a localizar-se acima do nível da água, fora do alcance das ondas. [8]

As plataformas flutuantes são normalmente construídas em doca seca e finalizadas em água, estando depois operacionais para serem rebocadas ou transportadas por propulsão própria para o local dos depósitos de petróleo [8].

As plataformas semi-submersíveis são construídas em doca seca e concluídas em água numa zona costeira próxima, tal como as plataformas fixas gravíticas. Se a localização for próxima, a plataforma poderá movimentar-se sozinha. Se a localização for distante, a plataforma terá de ser rebocada. Quando chegam à localização, ocorre um nivelamento dos cascos e a linha de água fica pela altura das pernas da plataforma. De seguida é ancorada ou então é estabilizada com o auxílio do posicionamento dinâmico. [8]

2.1.4 Patologias

Uma das principais preocupações destas estruturas é o facto de se encontrarem no mar, incentivando assim a corrosão das armaduras de betão armado e de peças estruturais no caso de plataformas de aço. A corrosão poderá ser induzida por cloretos provenientes da água do mar e por carbonatação por a plataforma se encontrar exposta a ciclos de molhagem/secagem. Em alguns casos também terá de se ter em conta o efeito do gelo/degelo. [13]

Em estruturas de betão armado procura-se ter um recobrimento considerável, cerca de 5 cm, para aumentar a durabilidade da estrutura. Em estruturas de aço utilizam-se pinturas anti-corrosivas. Ainda assim existe periodicamente inspecções e trabalhos de manutenção e reabilitação destas estruturas, por estarem num ambiente bastante agressivo. [14]

Pode ser visto na figura 2.11 a corrosão numa plataforma offshore.



Figura 2.11 - Fotografia de corrosão numa plataforma de betão armado. [14]

Outro fenómeno de extrema importância em plataformas offshore que provoca anomalias é a fadiga, que pode ser o resultado de carregamentos repetitivos ao longo do tempo. Dadas as acções mais importantes nas plataformas serem de carácter cíclico, encontram-se as condições que tendem a provocar fadiga. [15]

Actualmente, de acordo com [15], estima-se que 50% dos custos de monitorização das condições de serviço referem-se a inspecções para verificar anomalias devido à fadiga.

2.1.5 Acidentes

Desde o início de implantação da tecnologia offshore na prospecção e produção de petróleo, ocorreram acidentes resultando quase sempre na morte de operários, levando a necessidade do desenvolvimento de regulamentos mais rigorosos tanto em projecto como em serviço [16,17,18 e 19]. Em baixo encontram-se enumerados os acidentes mais graves.

- 1970 – Na plataforma *Rocks Oil* ocorreu uma explosão, provocando queimaduras em 14 pessoas.
- 1980 – A plataforma *Alexander Kielland* naufragou na tempestade no Mar do Norte e morreram 123 pessoas.
- 1988 – A plataforma de produção *Piper Alpha*, no Reino Unido, no Mar do Norte, explodiu depois de uma fuga de gás causando a morte a 167 pessoas.
- 2001 – A plataforma da Petrobras, *36 Oil Platform*, explodiu e morreram 11 pessoas no Brasil, a plataforma afundou passados cinco dias das explosões.
- 2007 – No golfo do México, devido a uma tempestade tropical, uma plataforma móvel embateu numa plataforma fixa libertando petróleo e gás, provocando assim a explosão de uma plataforma móvel, causando 73 mortes.

Como se poderá constatar a maior causa de acidentes, resultando na maior quantidade de vítimas mortais, são as explosões e incêndios devido à exploração de petróleo e gás natural. Sendo essa causa a grande impulsionadora de desenvolvimento de regulamentos.

2.2 Plataformas Eólicas

As torres eólicas visam produzir energia a partir da energia cinética do vento e tiveram a sua implantação inicial em terra. Desde cedo que a implantação de turbinas eólicas no mar fazia sentido, visto o vento perder energia em terra devido ao atrito e, como tal, no mar existirem condições mais favoráveis à produção de energia eólica. Os argumentos que puseram em causa tal projecto foram o facto de ser requerido um maior investimento para instalação, infra-estruturas, ligação eléctrica e, também, o facto de ter que ser utilizado materiais resistentes à corrosão. [20]

Com o aumento das dimensões e das eficiências das turbinas, diminuíram os custos de construção e funcionamento, aliados com tecnologia desenvolvida para plataformas petrolíferas offshore, permitiram assim a implementação de parques eólicos offshore [20].

Hoje já existem parques eólicos um pouco por toda a Europa, mais concretamente ao longo das costas do mar do Norte e do Mediterrâneo. O primeiro parque eólico a ser construído foi o parque Irene Vorrink, na Holanda em 1996 com 28 turbinas de 16.8 MW de capacidade [20]. A Dinamarca construiu em 2002 o maior campo de energia Eólica offshore do mundo com capacidade para 210 MW por ano, constituído por 91 turbinas implantadas numa área de 35 km² [20]. A empresa Repower vai erguer 6 turbinas de 5 MW no primeiro parque eólico na Bélgica [21]. A EDP Renováveis está interessada em construir eólicas na costa Francesa, Reino Unido e Espanha [22]. Relativamente a Portugal, as eólicas offshore marcarão o crescimento português na energia eólica depois de 2015 [2].

As turbinas offshore necessitam de diferentes tipos de estruturas de fundações, dependendo da profundidade e das características do fundo do mar, tal como as plataformas petrolíferas offshore. As estruturas das fundações podem ser de monopilar, tripodes, gravitacional de betão armado ou de suporte flutuante (Figura 2.12). [20]

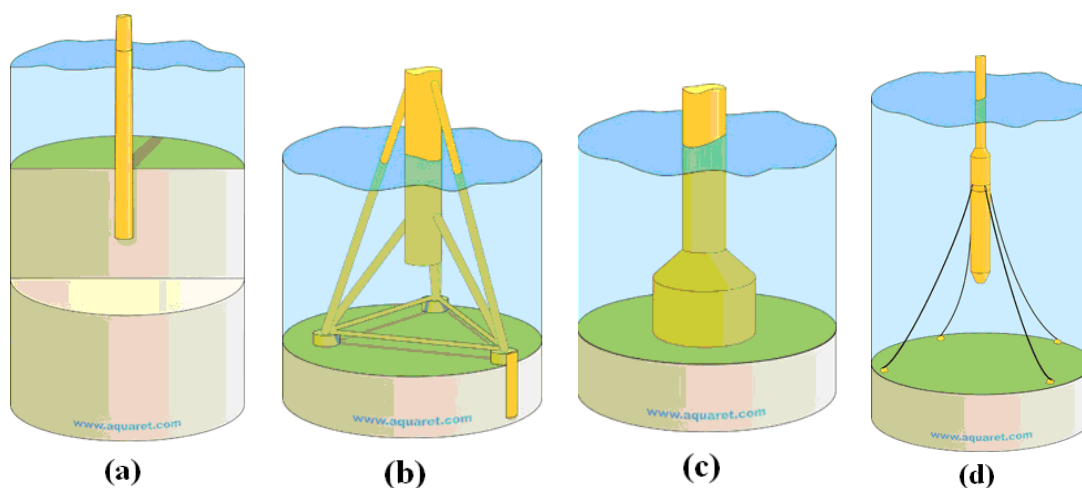


Figura 2.12 - Tipos de fundações de eólicas offshore: (a) Monopilar; (b) Tripodes; (c) Gravitacional; (d) Suporte flutuante. [20]

Nas turbinas flutuantes são necessárias estruturas de ancoragem. Actualmente existe significativa actividade de investigação que permitirá introduzir melhorias na estrutura das fundações, no sentido de viabilizar a instalação em águas mais profundas e fundos do mar difíceis. [20]

2.3 Ancoragem e Fundações

Quando se projecta uma plataforma offshore é sempre necessário definir de que forma os esforços a que a estrutura está sujeita são transmitidos para o solo. Ao analisar os diferentes tipos de plataformas em utilização pode-se constatar que as plataformas fixas, devido à sua estrutura, transmitem os seus esforços directamente por meio de fundações. As plataformas flutuantes têm a particularidade de transmitir os seus esforços por diferentes sistemas de ancoragem que por sua vez descarregam em fundações que poderão ser semelhantes às utilizadas em plataformas fixas. Os sistemas de ancoragem são formados por diferentes tipos de linhas de ancoragem. Relativamente às plataformas mistas, a sua forma de transmissão de esforços para o solo já difere de caso para caso, mas é sempre feito com base nos meios habitualmente usados para as plataformas fixas e flutuantes. [8]

Como poderá ser visto nas subsecções seguintes, existe um vasto número de combinações possíveis de formas de transmissão de esforços para o solo, que retrata a diversidade das situações a que as plataformas estarão expostas.

As linhas de ancoragem são as estruturas usadas para transmitir os esforços nos sistemas de ancoragem e podem ser feitas de amarras de aço, cabos de aço ou cabos de poliéster [23].

2.3.1 Sistema de Ancoragem

O sistema de ancoragem tem como objectivo conferir rigidez à estrutura, minimizando o deslocamento da plataforma, ou seja quanto mais rígido for o sistema de ancoragem menor será o deslocamento da plataforma. Sendo assim o sistema é projectado para possuir a rigidez necessária para se obter um deslocamento máximo de projecto, da estrutura, devido à acção de vento, corrente e ondas. [23]

De acordo com [23] como exemplos de sistemas de ancoragem usuais em plataformas offshore pode-se referir a ancoragem distribuída (SM) ou ancoragem através de posicionamento dinâmico (DP).

A ancoragem distribuída (SM) é normalmente utilizada em plataformas semi-submersíveis. As suas linhas de ancoragem encontram-se distribuídas em torno da plataforma, tornando-a capaz de resistir a carregamentos ambientais (Figura 2.13). [23]

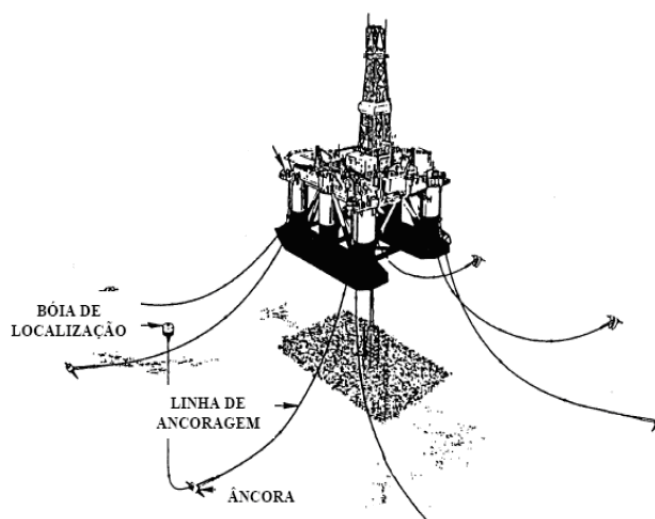


Figura 2.13 - Ancoragem distribuída. [23]

O sistema de posicionamento dinâmico pode ser utilizado sozinho, ou como auxílio de outro sistema de ancoragem. Este sistema mantém a posição de plataformas semi-submersíveis ou navios com auxílio de um conjunto de propulsores. [23]

Como foi referido atrás, os sistemas de ancoragem possuem vários tipos de linhas de ancoragem que serão definidos a seguir.

De acordo com [23] os tipos de linhas de ancoragem podem ser de ancoragem em catenária, com barras traccionadas e com ancoragem vertical.

As linhas de ancoragem em catenária representadas na figura 2.14 têm a vantagem de permitir maiores deslocamentos da plataforma, por possuir um comprimento de linha de ancoragem grande desde a plataforma até à fundação em que uma boa parte da linha de ancoragem se encontra encostada ao solo, causando atrito, aligeirando assim os esforços transmitidos para as fundações. Esse facto possibilita o congestionamento com linhas de ancoragem de plataformas próximas e interferência com actividades submarinas, transformando assim a sua vantagem numa desvantagem, pelo que a sua utilização deverá ser bem pensada. [23]

De acordo com [23] as linhas de ancoragem com barras traccionadas são utilizadas quando a ancoragem em catenária não é possível. A ancoragem com barras traccionadas faz 45° com o solo, diminuindo assim o comprimento da linha da ancoragem desde a plataforma à fundação, mas também aumentando os esforços transmitidos para as fundações (Figura 2.14).

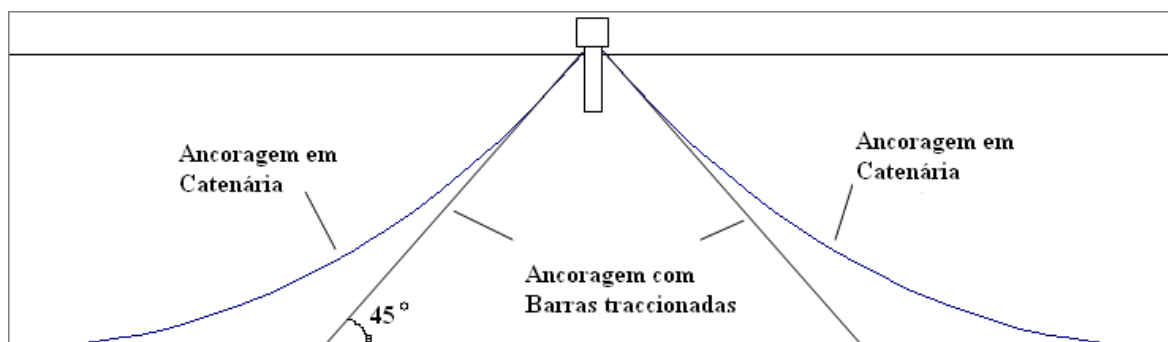


Figura 2.14 - Diferenças entre ancoragem com barras traccionadas e Catenária. [23]

A ancoragem vertical é geralmente utilizada em algumas plataformas flutuantes. As linhas de ancoragem encontram-se sempre traccionadas devido ao excesso de flutuação das plataformas. [23]

2.3.2 Fundações

As fundações podem ser usadas em plataformas fixas, mistas e flutuantes. Os tipos de fundações mais comuns incluem a estaca cravada por sucção, âncora convencional, âncora de placa, âncora de carga vertical, estaca torpedo e âncoras de vácuo, como se descreve a seguir. [24]

De acordo com [24] a estaca cravada por sucção é constituída por um cilindro aberto no fundo e fechado no topo, onde se acopla uma bomba de sucção.

A sua instalação pode ser realizada por uma embarcação provida de guindaste ou lançada de popa. Ocorre a penetração de parte da estaca por peso próprio, seguida de acoplagem do veículo operado remotamente com bomba de sucção que evacua a água existente no interior da estaca, causando a redução da pressão interna. [24]

A penetração ocorre quando o diferencial de pressão hidrostática desenvolvida no topo da estaca (causado pela redução da pressão interna) excede a resistência do solo. [24]

A âncora convencional é instalada por arrasto por meio de uma embarcação que é responsável por lançar e puxar a âncora. [24]

As âncoras de placa não são instaladas por arrasto como as convencionais, são instaladas por cravação com auxílio de martelos ou pelo uso de explosivos. [24]

O uso cada vez maior de ancoragens com barras traccionadas fez surgir a necessidade de se desenvolver um sistema de ancoragem que suportasse cargas com componentes verticais e como tal aplicou-se a solução de âncora de carga vertical. Estas âncoras possuem cabos dotados de um dispositivo que permite a mudança do ângulo de aplicação da carga para que a mesma incida na direcção normal à placa. A sua instalação ocorre de forma semelhante à âncora convencional, puxando-se a âncora com o auxílio de embarcações até atingir a carga prevista para a instalação. [24]

A estaca torpedo foi criada para ser instalada por queda livre em argilas moles. Trata-se de uma estaca de aço tubular de ponta cónica, preenchida com uma mistura de sucata de aço de várias dimensões e betão, cuja dosagem é efectuada com o objectivo de atingir a maior massa específica possível. [24]

Para a sua instalação, apenas é necessário um rebocador para realizar o transporte e o lançamento. [24]

As âncoras de vácuo são, usualmente utilizadas em plataformas fixas de betão armado e consiste em tubos cilíndricos abertos numa ponta e fechados por uma válvula na outra. A parte

aberta do cilindro é a parte que penetra o solo e à medida que essa parte vai penetrando o solo, a válvula da outra extremidade expelle qualquer gás ou líquido. Quando a penetração se conclui, a válvula é fechada criando sub-pressão no interior da âncora. [25]

3 Práticas Recomendáveis e Legislação

Neste capítulo é definido que regulamentos são aplicados na construção de plataformas offshore.

Primeiramente, de acordo com [26] é necessário distinguir entre práticas recomendáveis e legislação, em que as práticas recomendáveis são de aceitação voluntária e a legislação são de carácter obrigatório.

As práticas recomendáveis são desenvolvidas por entidades certificadoras, organizações internacionais não-governamentais e associações da indústria, que podem actuar em nome de organizações que estão encarregues de por em prática a legislação.

As entidades certificadoras são organizações que estabelecem e aplicam normas técnicas relacionadas com o projecto, construção e inspecção de instalações marítimas, incluindo navios e plataformas offshore.

Um navio ou uma plataforma offshore projectada e construída de acordo com as regras de uma entidade certificadora pode requerer um certificado de classificação dessa sociedade. O certificado é emitido após a conclusão das inspecções relevantes.

De acordo com [26] existem actualmente cerca de 50 organizações a nível mundial que se definem como entidades certificadoras. Nos capítulos que se seguem serão estudadas algumas situações de estabilidade de uma plataforma utilizando as normas e práticas recomendáveis da *Det Norske Veritas* (DNV) e, pontualmente, as práticas recomendáveis do *American Petroleum Institute* (API), que são entidades certificadoras.

Relativamente à DNV serão utilizadas as seguintes normas e práticas recomendáveis: *Design Of Offshore Steel Structures* (DNV-OS-C101) [27], *Riser Interference* (DNV-RP-F203) [28], *Offshore Concrete Structures* (DNV-OS-C502) [29], *Environmental Conditions and Environmental Loads* (DNV-RP-C205) [30].

Relativamente ao API será utilizada a *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design* (2ª-WSD) [31].

De acordo com [26] a legislação pode ser nacional, europeia ou internacional. Em Portugal não existe legislação nacional referente a plataformas offshore, pelo que a legislação em vigor terá de ser de nível internacional, feitas pelo *Intergovernmental Maritime Organization* (IMO). O regulamento em questão é o MODU-CODE [32].

O API e a DNV como entidades certificadoras que são, respeitam os códigos definidos pelo IMO, ou seja as normas e práticas recomendáveis do API e da DNV vão mais além que os códigos definidos pelo IMO, pelo que sendo regulamentadas por duas resoluções da IMO podem actuar em seu nome: *Resolution A.739(18) “guidelines for the Authorization Organizations Acting on Behalf of the Administration”*[33] e *Resolution A.789(199) “ Specifications on the Survey and Certifications Functions of Recognized Organizations Acting on Behalf of the Administration”* [34].

Apesar das práticas recomendáveis e normas produzidas pela DNV e o API serem mais abrangentes que o MODU-CODE, apenas este exerce carácter obrigatório, pelo que todas as plataformas tem de respeitar o MODU-CODE. [26]

4 Acções e Dimensionamento

Neste capítulo é apresentada uma breve introdução sobre estados limite e o método de dimensionamento por coeficientes parciais de acordo com a norma da DNV [27]. Será também apresentada a quantificação das acções de acordo com a mesma norma.

4.1 Estados Limite

De acordo com a DNV [27], existem quatro estados limite: o estado limite último (ULS), estado limite de fadiga (FLS), estado limite accidental (ALS) e o estado limite de serviço (SLS).

No estado limite último deve considerar-se: a perda de resistência estrutural, falha de componentes devido a rotura frágil, perda de equilíbrio estático da estrutura ou parte dela como corpo rígido, falha de componentes críticos da estrutura causados por ter sido excedida a resistência última ou deformação última e transformação da estrutura num mecanismo.

No estado limite accidental deve considerar-se: o dano estrutural causado por acções accidentais, resistência última de estruturas danificadas, preservação da integridade estrutural depois de dano local ou inundação e perda de fixação da plataforma.

No estado limite de serviço tem-se as deflexões que podem alterar o efeito das forças actuantes, deformações que podem alterar a distribuição das cargas entre objectos rígidos e a sua estrutura de suporte, vibrações excessivas produzindo desconforto ou afectando componentes não-estruturais, deslocamentos que excedem a limitação do equipamento e deformações induzidas pela temperatura.

4.2 Dimensionamento Usando Coeficientes Parciais de Segurança

De acordo com [27] este método de dimensionamento consiste na aplicação de factores de segurança às acções e às propriedades dos materiais, com o objectivo de obter um nível de

segurança adequado. Para se verificar a segurança, o efeito das acções de dimensionamento terá de ser menor que a resistência.

$$S_d \leq R_d \quad (4.1)$$

onde S_d é o efeito das acções de dimensionamento e R_d é a resistência de dimensionamento.

As acções de dimensionamento são obtidas multiplicando o carregamento característico por um factor de segurança [27].

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Si} \times S_{ki} \quad (4.2)$$

onde γ_{Si} são factores de dimensionamento das acções e S_{ki} são acções no seu valor característico.

A definição de valor característico ambiental, de acordo com a DNV [27], depende do estado limite considerado. Para o estado limite último, o valor característico corresponde a um valor com a probabilidade anual de ser excedido igual ou menor do que 1%, ou seja com um período de retorno de 100 anos. Para o estado limite accidental o valor característico é o maior valor anual mais provável. Para o estado limite de fadiga, o valor característico será o esperado no historial do carregamento e, por fim, para o estado limite de serviço o valor característico depende dos requisitos operacionais.

Para o estado limite último existem duas combinações. A combinação a) utilizada em situações de operação e a combinação b) utilizada para situações temporárias. Na tabela 4.1 estão os factores de dimensionamento aplicados às acções para as duas combinações possíveis do estado limite último. [27]

Tabela 4.1 - Factores de dimensionamento das acções [27].

Combinações de acções de dimensionamento	Categorias de carregamento			
	Permanente (G)	Variável (Q)	Ambiental (E)	Deformação (D)
a)	1,3	1,3	0,7	1,0
b)	1,0	1,0	1,3	1,0

De notar que se as cargas permanentes e as cargas variáveis estiverem bem definidas, na combinação a) poderá ser utilizado um factor de 1,2. Os factores nas cargas permanentes e variáveis poderão tomar o valor de 1,0 se resultar num valor mais exigente. Para os restantes estados limites o factor é sempre 1,0. [27]

Relativamente à resistência para dimensionamento, é determinada dividindo a resistência característica R_k por um factor do material γ_M .

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.3)$$

No caso de estruturas de aço o factor do material será de 1,15 e no caso do betão armado já dependerá do estado limite considerado. Para o estado limite último em betão armado, o betão terá um factor de 1,25 e o aço um factor de 1,15, no caso de betão simples, terá um factor de 1,50. Para o estado limite accidental e de fadiga, no betão armado, o betão terá um factor de 1,10 ou 1,20 e o aço terá um factor de 1,00 ou 1,10, enquanto para o betão simples o factor já será de 1,25. Para o estado limite de serviço todos os casos terão um factor de 1,00 [27 e 29].

4.3 Acções

Podem considerar-se 5 tipos de acções: permanentes (G), variáveis (Q), ambientais (E), accidentais (A) e de deformação (D). Nas acções permanentes será considerada: o peso da estrutura, o peso do lastro e equipamento permanente, pressão hidrostática externa ou interna de natureza permanente e reacção ascendente. Nas acções variáveis será considerado: o peso de pessoas, materiais, gás, equipamento e fluidos armazenados, assim como carregamentos devido à operação de guias, vedações, operações de instalação e perfuração, carregamento de lastro e equipamento variável, peso de carga variável, helicópteros e barcos salva-vidas. Nas acções accidentais será considerada: queda de objectos, colisões, explosões, incêndio, mudança de pressões, mudança da distribuição do lastro não intencional, inundação de compartimentos não intencional, falha de linhas de ancoragem e perda de posicionamento dinâmico. Nas acções de deformação será

considerada: variações de temperatura, deformações de construção, assentamento de fundações e pré-tensão de tirantes em plataformas TLP. [27]

Relativamente às acções ambientais será considerado o carregamento hidrodinâmico induzido por ondas e correntes, forças de inércia, vento, sismo, efeitos de maré, crescimento marinho, neve e gelo. [30]

Algumas acções ambientais serão definidas com maior exatidão, pois serão utilizadas no exemplo analisado em detalhe no capítulo 5.

4.3.1 Vento

De acordo com [35] o vento apresenta um comportamento de carácter aleatório, devido à ocorrência de uma constante alteração de factores que originam as movimentações do ar atmosférico, o que provoca uma variação irregular na velocidade do vento abaixo da sua camada limite (Figura 4.1).

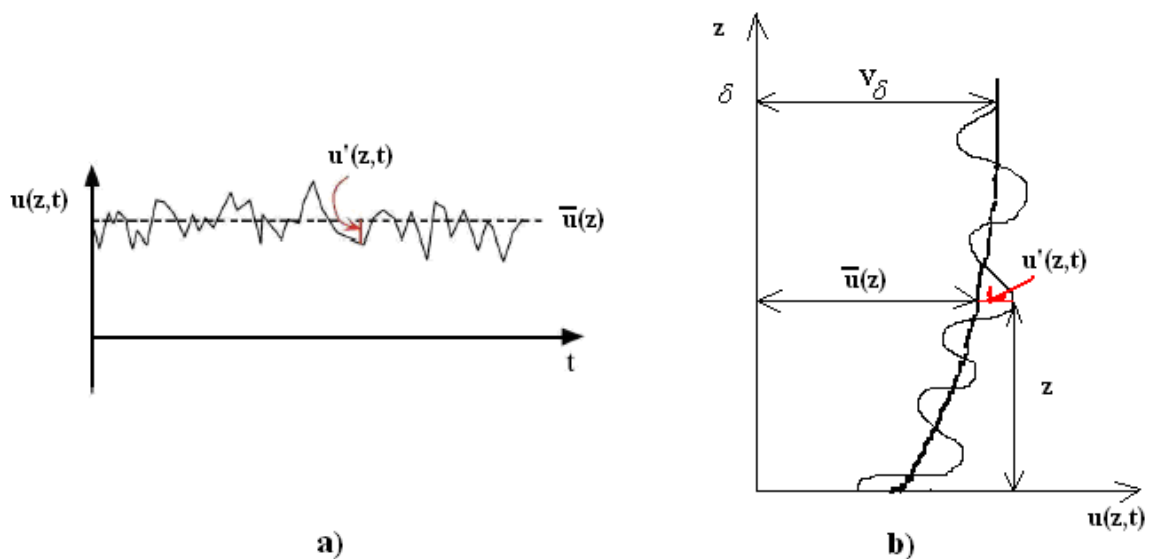


Figura 4.1 – a) Velocidade do vento no tempo e b) velocidade do vento em altura. [35]

onde V_δ é a velocidade do vento na camada limite e δ é a altura da camada limite ao solo ou à linha média da água. De notar que à aleatoriedade no tempo da velocidade do vento se adiciona uma aleatoriedade no espaço, ainda que, em termos médios, se considera que o vento aumenta a

velocidade com a altura. Devido a essas características, considera-se que a velocidade do vento $u(z, t)$ é definida pela sobreposição de duas componentes $\bar{u}(z)$ e $u'(z, t)$ que serão definidas a seguir [35]:

$$u(z, t) = \bar{u}(z) + u'(z, t) \quad (4.4)$$

A primeira componente, a velocidade média do vento, $\bar{u}(z)$ possui um comportamento quasi-estacionário, e a sua variação depende apenas da altura. Uma das expressões utilizadas para definir o comportamento desta primeira componente e que será utilizada no estudo do exemplo é a lei exponencial. [35]

$$\bar{u}(z_1) = \bar{u}(z_2) \left(\frac{z_1}{z_2} \right)^\alpha \quad (4.5)$$

Esta expressão relaciona velocidades médias a diferentes alturas. z_1 é a altura desde o nível do terreno ou nível do mar ao ponto 1, z_2 é a altura desde o nível do terreno ou nível do mar ao ponto 2, $\bar{u}(z_1)$ e $\bar{u}(z_2)$ é a velocidade média do vento para cada ponto e por fim α depende da rugosidade do terreno, pelo que é facilmente perceptível que o comportamento do vento é diferente, quer seja em alto mar ou em pleno centro urbano. No caso de alto mar o coeficiente de rugosidade é de 0,12, e em centro urbano o coeficiente é de 0,40. Essa diferença de coeficiente mostra que o vento em alto mar apresenta um comportamento mais uniforme e a sua variação em altura é relativamente pequena, comparada com a velocidade do vento em centro urbano, que muda bastante em altura devido à obstrução de edifícios que se atenua com a altura. [35]

De acordo com [30,35] para poder aplicar (4.5), é necessário introduzir na expressão um valor médio da velocidade do vento. Usualmente o valor de referência introduzido é a velocidade média do vento em 10 minutos a 10 metros do solo. Esse valor da velocidade média para uma altura de referência de 10 metros é diferente em alto mar e em pleno centro urbano, ou seja para além de em centro urbano o vento aumentar de velocidade mais rapidamente com a altura, a própria velocidade do vento em centro urbano é mais baixa que em alto mar (Figura 4.2). De notar que foram considerados estes dois casos, centro urbano e alto mar, por serem casos extremos.

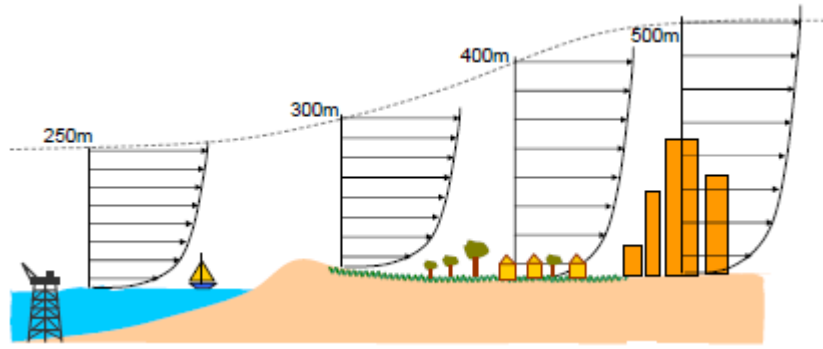


Figura 4.2 - Diferença de comportamento do vento mediante tipo de terreno [36].

Relativamente à segunda componente, de comportamento variável e aleatório, depende não só da altura mas também do tempo. Essa componente aleatória é nula para alturas acima da camada limite. A segunda componente não contribui para a média do vento, pelo que é considerada como um processo⁶ de média nula. [35]

Em geral a segunda componente é representada por espectros de densidade, que poderão ser transformados em séries temporais. Para definir esses espectros de densidade, é necessário saber o valor da velocidade média do vento para a altura de referência de 10 metros e o respectivo desvio padrão. Nesse sentido vê-se necessário obter outra variável importante, denominada por intensidade de turbulência, que corresponderá ao quociente entre o desvio padrão e a velocidade média do vento (4.6) [35], tendo valores diferentes para as diferentes direcções do vento, tal como o desvio padrão da velocidade do vento que também será diferente.

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u}{\bar{u}(z)}; I_v(z) = \frac{\sigma_v}{\bar{u}(z)}; I_w(z) = \frac{\sigma_w}{\bar{u}(z)} \quad (4.6)$$

onde, $I_u(z)$, $I_v(z)$ e $I_w(z)$ é a intensidade de turbulência na direcção longitudinal, transversal e vertical, respectivamente, $\bar{u}(z)$ é a velocidade média do vento e σ_u , σ_v e σ_w é o desvio padrão da velocidade do vento na direcção longitudinal, transversal e vertical, respectivamente. [35]

⁶ Conjunto de registos [35].

Alguns estudos realizados proporcionaram a definição de valores para as intensidades de turbulência [35].

$$I_u(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} ; I_v(z) \cong \frac{0,88}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} ; I_w(z) \cong \frac{0,55}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (4.7)$$

sendo z a altura ao solo e z_0 a rugosidade do terreno, que para o mar alto representa um valor entre 0,0001 e 0,01.

De acordo com [35] a força do vento na estrutura é definida por:

$$F_w(z, t) = \frac{1}{2} \times \rho_a \times C \times A \times u(z, t)^2 \quad (4.8)$$

onde ρ_a é a densidade do ar (1,2 kg/m³), C é o coeficiente de forma que depende das características da estrutura, A é a área da estrutura onde o vento actuará e $u(z, t)$ é a velocidade do vento como definida em (4.4). O desenvolvimento do caso notável da velocidade do vento $u(z, t)^2 = \left(\bar{u}(z) + u'(z, t)\right)^2 = \bar{u}(z)^2 + u'(z, t)^2 + 2 \times \bar{u}(z) \times u'(z, t)$ leva a concluir que a força do vento tem uma componente estática e uma componente dinâmica [37]:

$$F_{wst}(z) = \frac{1}{2} \times \rho_a \times C \times A \times \bar{u}(z)^2 \quad (4.9)$$

$$F_{wdi}(z, t) = \frac{1}{2} \times \rho_a \times C \times A \times \left(u'(z, t)^2 + 2 \times \bar{u}(z) \times u'(z, t)\right) \quad (4.10)$$

Para efeitos de cálculo e principalmente para o caso de mar aberto, para uma discretização suficientemente apertada poderá ser definida a distribuição de carga como rectangular, pois as diferenças serão suficientemente pequenas e poderão ser negligenciadas.

4.3.2 Corrente e Ondas

As ondas oceânicas são causadas sobretudo pelo vento. Numa localização existem ondas de dois tipos, ondas devido ao vento local e ondas que foram geradas noutra local e propagadas para essa zona específica. As ondas oceânicas são irregulares e aleatórias em forma, altura, comprimento e velocidade de propagação, pelo que para estruturas susceptíveis de possuírem uma resposta dinâmica considerável, o estado do mar deverá ser tratado com métodos estocásticos, que representem o seu carácter irregular. No caso de estruturas em que a resposta dinâmica pode ser negligenciada, poderão assim ser tratadas com métodos determinísticos e dessa forma serão utilizadas teorias de onda regulares, retratando a onda de dimensionamento, que deverá ter um período de retorno de 50 anos. [27,30]

Sendo assim, é necessário definir alguns parâmetros (Figura 4.3):

λ - Comprimento da onda - distância entre cristas sucessivas.

T - Período de onda - intervalo de tempo entre cristas sucessivas.

$c = \lambda/T$ - Celeridade - velocidade de propagação da onda.

$f = 1/T$ - Frequência - o inverso do período da onda.

$\omega = 2\pi/T$ - Frequência angular.

H - Altura da onda – distância entre a crista e a calha da onda.

A_C - Altura da crista - distância desde o nível médio da água até à crista da onda.

A_T - Profundidade do vale - distância desde o nível médio da água até à calha da onda.

d - Profundidade – distância desde o nível médio da água até ao solo.

$k = 2\pi/\lambda$ - Número de onda

$\eta(x, y, t)$ - Elevação da superfície – distância entre o nível médio da água e a superfície da onda ao longo do tempo.

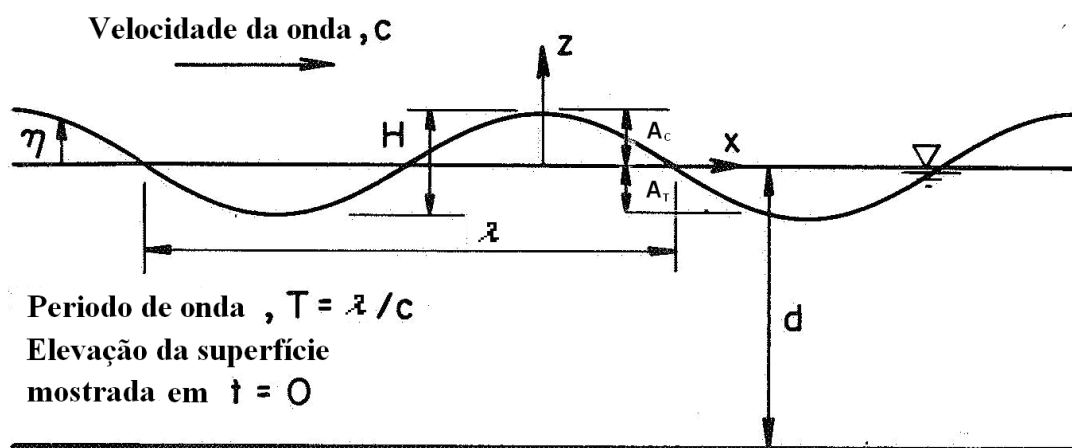


Figura 4.3 - Parâmetros das ondas [30].

Na modelação de ondas regulares são consideradas diferentes hipóteses que conduzem à sua representação e se podem designar por: teoria de onda linear ou de *Airy*, teoria de onda de *Stokes*, teoria de onda *Cnoidal*, teoria de onda solitária e teoria de onda de função *Stream* (Figura 4.4). [30, 37 e 38]

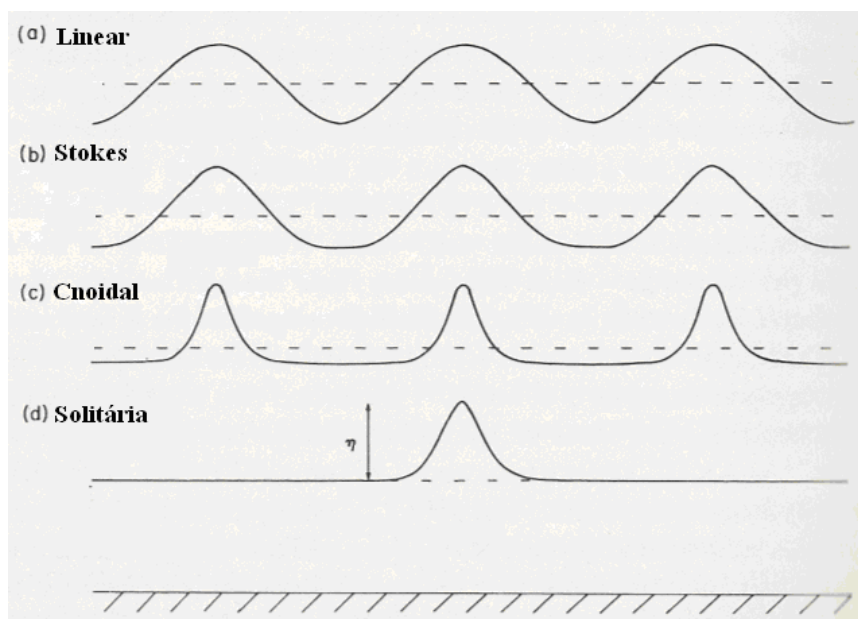


Figura 4.4 - Tipos de onda mediante tipo de teoria de onda. [38]

De acordo com [30 e 36] a aplicabilidade das teorias de onda é função da altura da onda H , período da onda T e profundidade da altura média ao solo d . Isso acontece, porque as ondas têm comportamentos diferentes de acordo com essas variáveis. Essas três variáveis são usadas para

definir três parâmetros adimensionais que determinam alcances de validade das diferentes teorias de onda:

$$\text{Parâmetro de tamanho de onda: } S = 2\pi \frac{H}{gT^2}$$

$$\text{Parâmetro de profundidade: } \mu = 2\pi \frac{d}{gT^2}$$

$$\text{Número de Ursell: } U_R = \frac{H\lambda^2}{d^3} = \frac{S}{\mu^3}$$

De notar que o número de Ursell relaciona os outros dois parâmetros.

O alcance de validade das diferentes teorias de onda é melhor definido no ábaco da figura 4.5, em que no eixo vertical o parâmetro de tamanho de onda S encontra-se dividido por 2π e no eixo horizontal o parâmetro de profundidade μ encontra-se também ele dividido por 2π .

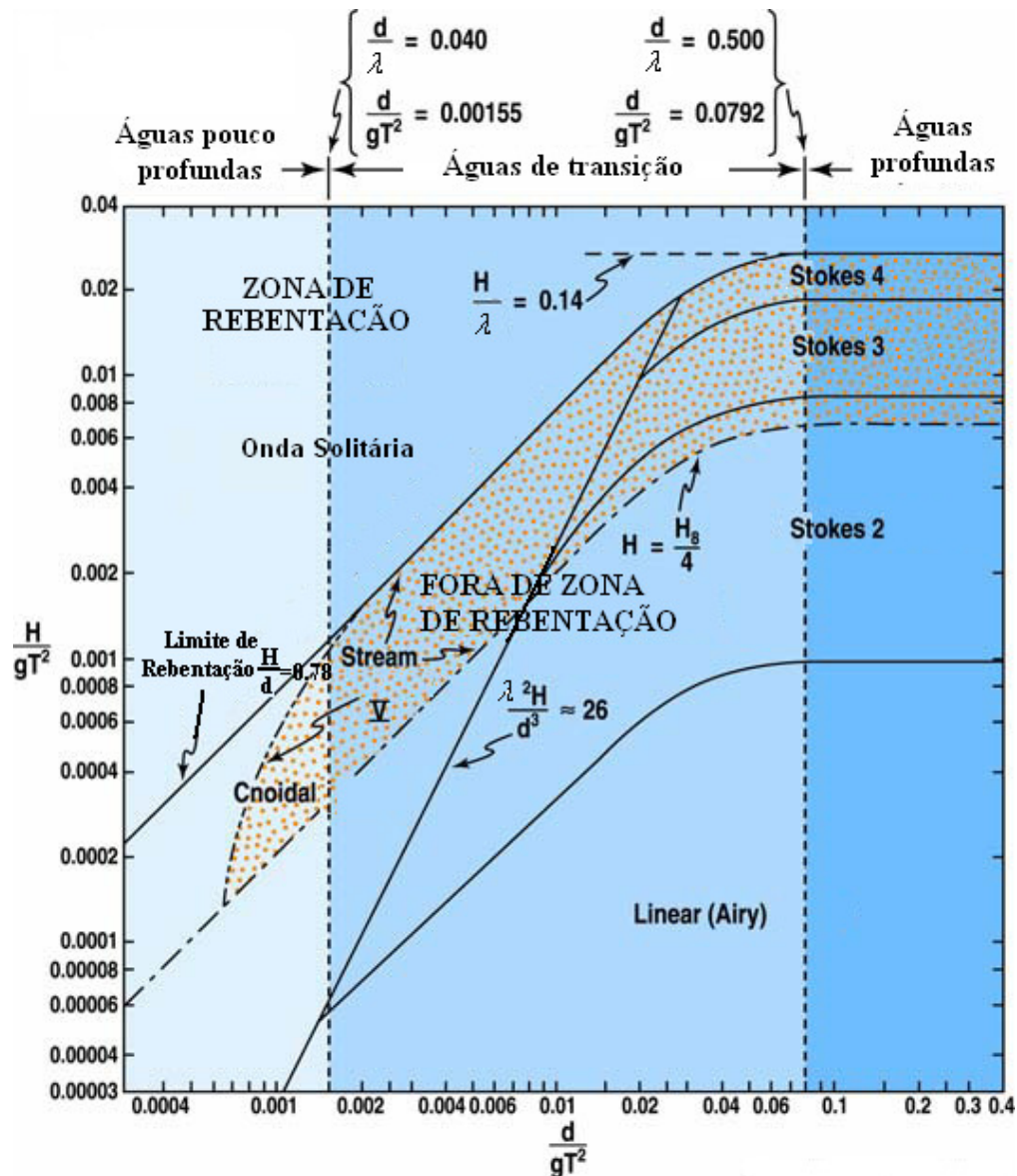


Figura 4.5 - Ábaco de aplicabilidade das teorias de onda. [36]

Como pode ser visto no ábaco da figura 4.5, existe alguma sobreposição de domínio de teorias, ou seja, para diversas condições poderão ser aplicadas mais do que uma teoria de onda, como é o caso da teoria da função *Stream* em que tem um alcance de aplicabilidade que intercepta parte do domínio da teoria *Cnoidal*, teoria de *Stokes* de segunda ordem, teoria de *Stokes* de terceira ordem e teoria de *Stokes* de quarta ordem.

Um conceito importante presente no ábaco da figura 4.5 é o conceito de zona de rebentação. A zona de rebentação é quando a amplitude da onda atinge uma altura crítica de rebentação H_B e quando essa altura é atingida, a energia da onda transforma-se em energia cinética turbulenta e

torna-se impossível aplicar teorias simples de onda para definir o seu comportamento. Nessa perspectiva é aplicada a teoria da onda solitária. [30, 36 e 38]

Quando o quociente entre a altura da onda H e a profundidade da linha média ao solo d atinge o valor de 0,78 é atingido o limite de rebentação e tendo em conta que a profundidade da linha média do mar ao solo, para uma certa localização, é mantida constante, a altura da onda H para a qual é atingido o limite de rebentação é a altura crítica de rebentação H_B . Sendo assim a altura crítica de rebentação depende da profundidade da linha média do mar ao solo. [30 e 36]

De acordo com [38] a energia das ondas propaga-se em profundidade e em comprimento, como tal, se em águas profundas a profundidade ao solo é muito maior que em águas pouco profundas, então o comprimento das ondas em águas profundas será menor que para águas pouco profundas para propagarem a mesma energia (Figura 4.6). Em teoria se a profundidade ao solo fosse infinita, o comportamento das ondas seria perfeitamente sinusoidal.

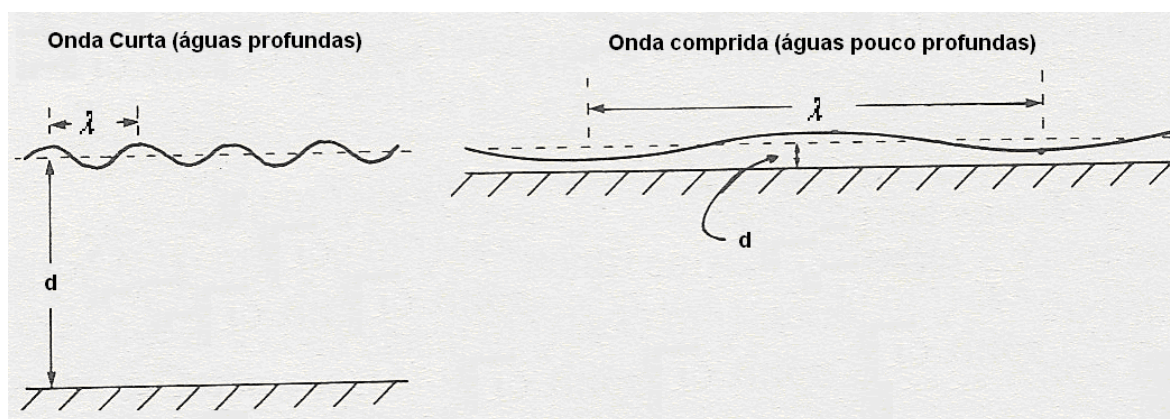


Figura 4.6 - Comprimento de ondas devido à profundidade da água. [38]

Outra propriedade que influencia o comportamento das ondas é a topologia do fundo oceano (Figura 4.7). Verifica-se que a altura e o comportamento das ondas se alteram à medida que se aproximam da costa. A altura das ondas vai-se tornando maior e o comprimento vai ficando mais curto, até que perto da praia atinge-se a zona de rebentação. [38]

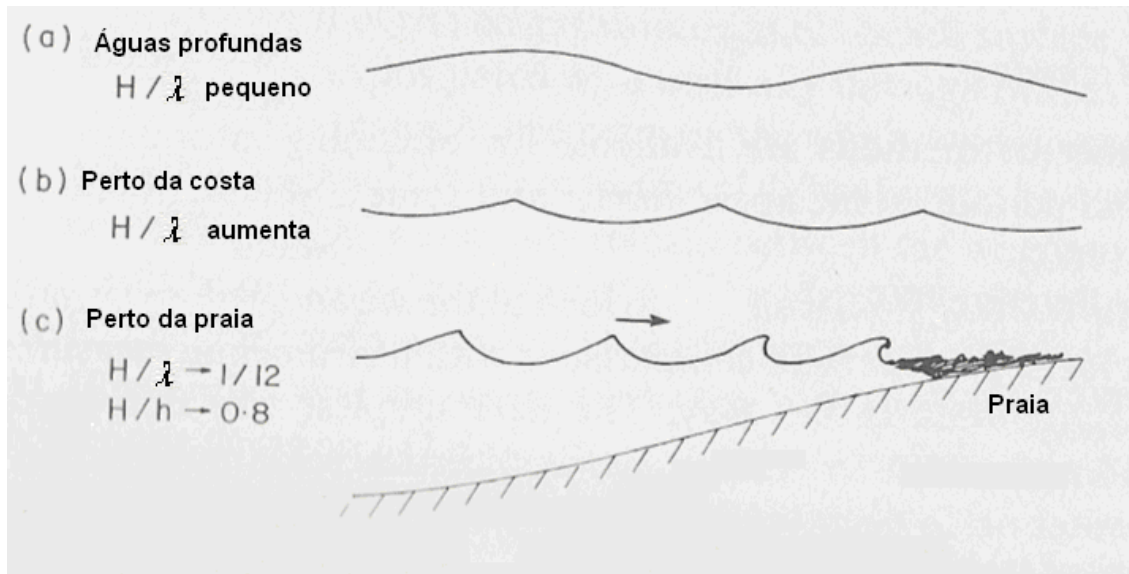


Figura 4.7 - Influência da aproximação da costa no comportamento das ondas.[38]

A teoria *Linear* assume que a altura da onda é muito mais pequena que o comprimento de onda e a profundidade da água. Como tal as partículas da água circulam com forma sinusoidal, ou seja, a altura da onda H será a soma da altura da crista da onda A_c com a altura da vala da onda A_T , que assumem valores iguais a . O comportamento da onda é representado pela seguinte equação da superfície [30]:

$$\eta(x, y, t) = a \times \cos(k(x \cos \beta + y \sin \beta) - \omega t) \quad (4.11)$$

em que o referencial se encontra localizado na linha média de água e x e y representam a posição da onda, β representa o ângulo formado entre o eixo x e a direcção de propagação da onda, ω é a frequência angular da onda e t é o tempo. Se a direcção de propagação da onda coincidir com o eixo x , a equação apresenta a seguinte forma [30]:

$$\eta(x, t) = a \times \cos(kx - \omega t) \quad (4.12)$$

De notar que para esta teoria de onda existe uma equação que relaciona o número de onda com a frequência circular, que se denomina por relação de dispersão [30]:

$$\omega^2 = g \times k \times \tanh(kd) \quad (4.13)$$

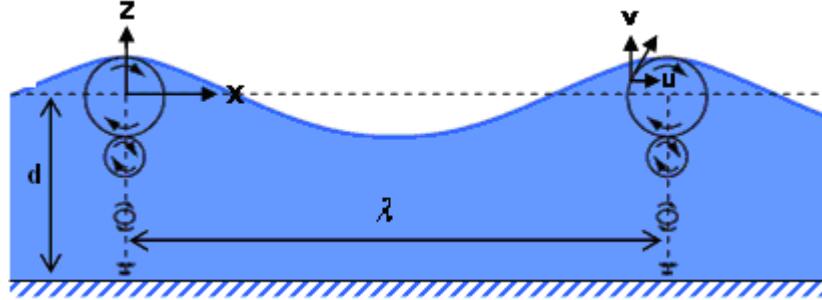


Figura 4.8 - Comportamento cinemático das partículas da onda [36].

A velocidade das partículas será decomposta em duas componentes, uma horizontal e outra vertical, dadas pelas seguintes equações [36]:

$$u(x, t) = \frac{a\omega \cosh(k(z+d))}{\sinh(kd)} \cos(kx - \omega t) \quad (4.14)$$

$$v(x, t) = \frac{a\omega \sinh(k(z+d))}{\sinh(kd)} \sin(kx - \omega t) \quad (4.15)$$

onde z assume o sinal positivo acima do nível médio da água e o sinal negativo abaixo do nível médio da água, d já será aplicado em valor absoluto. Das equações (4.14) e (4.15) conclui-se que a velocidade das partículas diminui com a profundidade. A aceleração terá o mesmo comportamento [36]:

$$\dot{u}(x, t) = \frac{a\omega^2 \cosh(k(z+d))}{\sinh(kd)} \sin(kx - \omega t) \quad (4.16)$$

$$\dot{v}(x, t) = \frac{a\omega^2 \sinh(k(z + d))}{\sinh(kd)} \cos(kx - \omega t) \quad (4.17)$$

De acordo com [36] para situações em águas profundas onde $kd > \pi$, o movimento das partículas das ondas deixa de ser elíptico e passa a circular, pelo que as equações definidas acima poderão ser aproximadas de:

$$u(x, t) = a \times \omega \times e^{kz} \cos(kx - \omega t) \quad (4.18)$$

$$v(x, t) = a \times \omega \times e^{kz} \sin(kx - \omega t) \quad (4.19)$$

$$\omega^2 = gk \quad (4.20)$$

$$\dot{u}(x, t) = a \times \omega^2 \times e^{kz} \sin(kx - \omega t) \quad (4.21)$$

$$\dot{v}(x, t) = a \times \omega^2 \times e^{kz} \cos(kx - \omega t) \quad (4.22)$$

As restantes teorias de onda regulares são bastante mais complexas que a teoria linear e como não serão aplicadas no estudo do problema, não serão descritas com maior pormenor, mas sugere-se a consulta das normas da DNV [31] e do API [27].

Apesar da teoria linear tratar-se de uma teoria regular, o comportamento irregular do oceano poderá ser representado considerando o somatório de várias ondas sinusoidais e como tal será aplicada a teoria linear ou de Airy. [30 e 36]

Uma vez definido o comportamento das ondas será definido o comportamento das correntes que também terão o seu peso nas acções hidrodinâmicas.

De acordo com [30] as correntes mais importantes são formadas pelo vento, maré e circulação do oceano. A velocidade das partículas da água, devido à corrente, resulta do somatório da velocidade das partículas de água, formada por esses tipos de corrente presente na localização

A velocidade das partículas, devido à corrente, assim como devido às ondas, varia com a profundidade da água [30].

A velocidade das partículas, devido à corrente formada pelo vento $v_{c,wind}$, propaga-se apenas até 50 metros de profundidade e pode ser determinada por duas expressões [30]:

$$v_{c,wind}(z) = v_{c,wind}(0) \left(\frac{d_0 + z}{d_0} \right) \quad \text{para} \quad -d_0 \leq z \leq 0$$

ou

$$v_{c,wind}(z) = v_{c,wind}(0) \quad \text{para} \quad -d_0 \leq z \leq 0$$

(4.23)

sendo d_0 igual a 50 metros. Em termos de dimensionamento ou de estudo de acções hidrodinâmicas, deverá ser adoptada a expressão que resultar em maiores valores de velocidade, para a localização específica.

A velocidade das partículas da água, devido à corrente formada pela maré e pela circulação do oceano, é determinada usando a seguinte expressão [30]:

$$v_{c,tide/circulational}(z) = v_{c,tide/circulational}(0) \left(\frac{d + z}{d} \right)^\zeta \quad \text{para} \quad z \leq 0$$

(4.24)

em que ζ usualmente é substituído pelo valor 1/7. De notar que a velocidade das partículas da água, devido à corrente formada pela maré e pela circulação do oceano, propagam-se até ao fundo do oceano.

De acordo com [30] existem quatro tipos de efeitos induzidos pelas ondas e correntes: a força normal f_N , força tangencial f_T , força de elevação f_L e um momento torsor m_t como representado na figura 4.9.

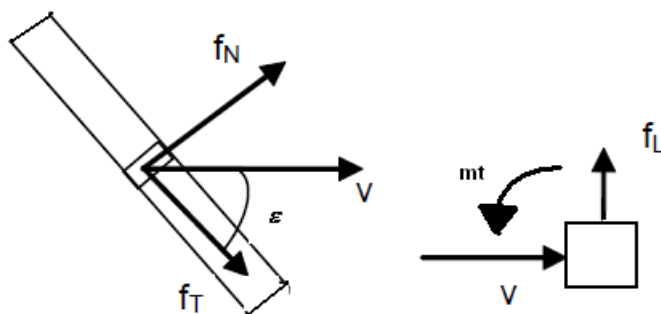


Figura 4.9 – Forças e momentos actuantes devido a ondas e correntes em cilindro submerso. [30]

onde ε é o ângulo formado entre V e a força tangencial. V é a força formada pelas componentes normal e tangencial.

De acordo com [30 e 36] para corpos esbeltos suficientemente pequenos para não difratar a onda, poderá ser usada a fórmula de Morison para definir o carregamento (regime Morison), enquanto para corpos maiores o carregamento terá que ter em conta o efeito do corpo na propagação da onda (regime de difracção). Se a seguinte condição for satisfeita, a estrutura encontra-se no regime Morison:

$$\lambda > 5D \quad (4.25)$$

sendo D a dimensão projectada da secção do corpo.

O problema que será alvo de estudo no capítulo 6 estará em regime Morison, pelo que será definida a fórmula de Morison, para representar o efeito das ondas e da corrente, no presente capítulo. Para o regime de difracção sugere-se a consulta da norma da DNV [30] e do API [31].

A força tangencial só existe se o corpo estiver inclinado. O momento torsor, só existe para secções não circulares em que o carregamento não seja aplicado em nenhum eixo de simetria. Considerando que nenhum dos dois efeitos ocorre na estrutura a ser analisada, a atenção focar-se-á na força normal e na força de elevação. [30]

De acordo com [30 e 36] a força normal pode ser calculada por:

$$f_N(t) = \rho \times (1 + C_A) \times A \times \dot{v} + \frac{1}{2} \times \rho \times C_D \times D \times v \times |v| \quad (4.26)$$

em que, v é a velocidade do fluido (ondas e/ou corrente) em m/s, \dot{v} é aceleração do fluido em m/s^2 , A é a área da secção transversal que obstrui o escoamento em m^2 , D é o diâmetro ou dimensão projectada da secção em m, ρ é a densidade do fluido em kg/m^3 , C_A é o coeficiente de massa adicionada e C_D é o coeficiente de arrasto.

A primeira parte da expressão, que depende apenas da aceleração do fluxo é usualmente denominada por força de inércia. Já a segunda parte da expressão, que depende apenas da velocidade do fluxo é usualmente denominada por força de arrasto.

Na análise dinâmica de estruturas flexíveis terá de ser contabilizada, na parcela da velocidade, uma velocidade relativa e na parcela da aceleração, uma aceleração relativa, contabilizando a velocidade e aceleração da estrutura com a acção dinâmica. Para estruturas fixas de betão armado não é necessário contabilizar esse efeito. [29]

As forças de elevação podem ocorrer quando a secção não é simétrica, devido a gradientes de velocidade do fluxo devido ao efeito de rasto, devido ao efeito parede e devido à formação de vórtices. [28 e 30].

Por as forças de elevação actuarem perpendicularmente à propagação da onda, não serão contabilizadas no presente trabalho.

5 Métodos Estocásticos

De acordo com [39] um processo é um conjunto de registos das vibrações de um dado equipamento, sempre nas mesmas condições. Se os registos obtidos forem idênticos, esse processo é determinístico, visto as características de uma próxima realização desse processo serem conhecidas. Se os registos diferirem entre si, então o processo diz-se estocástico ou de natureza aleatória, visto não existir, excepto de um ponto de vista estatístico, previsibilidade das características de uma próxima realização desse processo. Estes processos só podem ser descritos através da sua probabilidade de ocorrência, ainda que sejam função de uma variável determinística, usualmente o tempo.

O estudo dos fenómenos aleatórios pressupõe a utilização da teoria da probabilidade.

Os processos estocásticos podem ser classificados em estacionários ou não estacionários. Os processos estacionários são aqueles em que as propriedades estatísticas não variam com o tempo. Os processos não estacionários são caracterizados por terem as suas propriedades estatísticas a variar com o tempo. Como processo não estacionário pode considerar-se as vibrações induzidas por um sismo (Figura 5.1). [39]

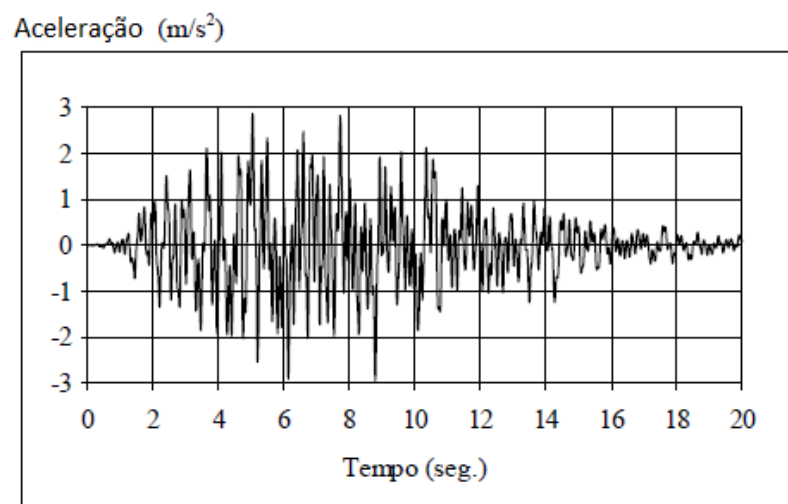


Figura 5.1 – Acelerograma de um sismo – Processo não estacionário. [39]

As vibrações induzidas por vento e ondas são consideradas processos estacionários.

No processo de um sismo a variável aleatória é a aceleração do sismo, no processo do vento a variável aleatória é a velocidade do vento e no processo de ondas marítimas a variável aleatória será a amplitude da onda.

Neste problema, pretende-se obter histórias no tempo da variável aleatória da velocidade do vento e da amplitude da onda para o local pretendido. Na dificuldade de obtenção de medições directas, obtêm-se então, as histórias no tempo através do espectro de densidade do vento $S_{vento}(f)$ e do espectro de densidade das ondas $S_{ondas}(f)$ para o local pretendido, recorrendo a transformadas inversas de Fourier. [30]

Os espectros de densidade são o resultado da transposição dos processos, do domínio do tempo, para o domínio da frequência. A transposição de funções no domínio do tempo para o domínio da frequência pode ser realizada com auxílio da transformada de Fourier e a transposição de funções no domínio da frequência para o domínio do tempo pode ser realizada com o auxílio da transformada inversa de Fourier. [39]

$$\text{- Transformada de Fourier: } S(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (5.1)$$

$$\text{- Transformada Inversa de Fourier: } x(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} S(f)e^{i2\pi ft} df \quad (5.2)$$

onde, $S(f)$ é função que define o espectro de densidade no domínio da frequência, $x(t)$ é a função que define o processo no domínio do tempo, i é a unidade imaginária, f é a frequência e t é o tempo.

Um processo pode ainda ser classificado como discreto ou contínuo. Se o conjunto de valores de uma dada realização de um processo for finito, pode-se classificar como processo discreto, se

for infinito, então trata-se de um processo contínuo. De um ponto de vista prático, muitos dos processos contínuos são transformados em processos discretos. Devido à necessidade de digitalizar a informação obtida, se torna obrigatório discretizar o processo através de uma amostragem de valores. Dessa forma foi aplicada ao problema a transformada discreta inversa de Fourier [30 e 39]:

$$x(t) = \sum_{n=1}^N (A_n \times \sin(f_n \times 2 \times \pi \times t - \phi_n)) \quad 0 \leq t \leq T_d$$

$$A_n = \sqrt{2 \times S(f_n) \times \Delta f}$$
(5.3)

onde, A_n é a amplitude, f_n é a frequência, Δf é o passo da frequência, $S(f_n)$ é o espectro de densidade, t é o tempo, ϕ_n é a fase, T_d é a duração da história no tempo, N é o limite do domínio de frequência considerado e $x(t)$ é o valor da variável aleatória no instante t .

Esta operação consiste na sobreposição, para cada instante de tempo, de funções senóides no domínio de frequência inicialmente definido. A fase é definida aleatoriamente sendo compreendida entre 0 e 2π , conferindo assim um carácter aleatório na formação das histórias no tempo. [30]

Neste problema, os espectros de densidade que foram usados representam a variável aleatória da parcela aleatória da velocidade do vento e a variável aleatória da amplitude da onda.

No caso da velocidade do vento a transformada discreta inversa de Fourier fica na seguinte forma [30]:

$$u'(t) = \sum_{n=1}^N \left(\sqrt{2 \times S(f_n) \times \Delta f} \times \sin(f_n \times 2 \times \pi \times t - \phi_n) \right) \quad 0 \leq t \leq T_d$$
(5.4)

em que para o presente estudo, a duração do vento T_d considerada, foi de 60 segundos, o limite do domínio da frequência N considerado foi de 20,48 Hz, o passo da frequência Δf foi de 0,05 Hz e o passo do tempo considerado foi de 0,5 segundos.

No caso da amplitude da onda a transformada discreta inversa de Fourier fica na seguinte forma [30]:

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^N \left(\sqrt{2 \times S(f_n) \times \Delta f} \times \sin(f_n \times 2 \times \pi \times t - \phi_n) \right) \quad 0 \leq t \leq T_d \quad (5.5)$$

em que para o presente estudo, a duração das ondas T_d considerada, foi de 120 segundos, o limite do domínio da frequência N considerado foi de 0,13 Hz, o passo da frequência Δf foi de 0,001 Hz e o passo do tempo considerado foi de 0,5 segundos.

Os valores assumidos para as transformadas discretas inversas de Fourier foram diferentes para o caso do vento e para o caso das ondas, devido ao facto dos espectros de densidade possuírem uma configuração diferente e possuírem um domínio de frequência também ele diferente, como poderá ser visto no capítulo 6. Foram assumidos estes valores, por numa análise prática, apresentarem diagramas mais recortados, com o menor esforço computacional possível.

Outro aspecto importante, é o facto da variável aleatória no caso do vento, ser uma componente da velocidade do vento e no caso das ondas a variável aleatória é a própria onda, o que sugere que na quantificação das acções, é de se esperar que a acção das ondas apresente um carácter mais aleatório que a acção do vento.

Para o estudo apresentado no capítulo 6, foi estudada uma situação em águas profundas pelo que encontra-se numa situação em que serão aplicadas as equações (4.18), (4.19), (4.20), (4.21) e (4.22), mencionadas no capítulo 4. Tendo em consideração essas equações, chega-se à conclusão que de forma a poder ser caracterizada a força das ondas é necessário obter a velocidade e a aceleração das partículas da água. Essas equações dependem da frequência natural ω , dessa forma, para se obter a velocidade e a aceleração das partículas da água em histórias do tempo, também é necessário aplicar a transformada discreta inversa de Fourier. Tendo em conta que $\omega = 2\pi f$, as histórias no tempo da velocidade e a aceleração das partículas da água se obtêm a partir do espectro de densidade da amplitude da onda da seguinte forma [36]:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \left(\sqrt{2 \times S(f_n) \times \Delta f} \times \sin(f_n \times 2 \times \pi \times t - \phi_n) \times e^{kz} \right) \quad 0 \leq t \leq T_d \quad (5.6)$$

$$\dot{u}(t) = \sum_{n=1}^N \left(\sqrt{2 \times S(f_n) \times \Delta f} \times \cos(f_n \times 2 \times \pi \times t - \phi_n) \times e^{kz} \times f_n \right) \quad 0 \leq t \leq T_d \quad (5.7)$$

De notar que tanto a aceleração como a velocidade das ondas são relativas à amplitude das ondas e como tal as fases aleatórias consideradas na geração da amplitude das ondas terão de ser as mesmas para a geração da velocidade e aceleração.

A título de exemplo, encontra-se representada na figura 5.2 uma série temporal da velocidade do vento a 4 metros da superfície da água e a 49,8 metros da superfície da água; nas figuras 5.3, 5.6, 5.9 e 5.12 a amplitude da onda para as quatro séries; nas figuras 5.4, 5.7, 5.10 e 5.13 representa-se a velocidade das partículas da água ao longo da profundidade para as quatro séries temporais e nas figuras 5.5, 5.8, 5.11 e 5.14 a aceleração das partículas da água com a profundidade para as quatro séries temporais. Esses exemplos são alguns dos que serão aplicados à estrutura e como tal, são obtidos através dos espectros de densidade que serão definidos no capítulo 6.

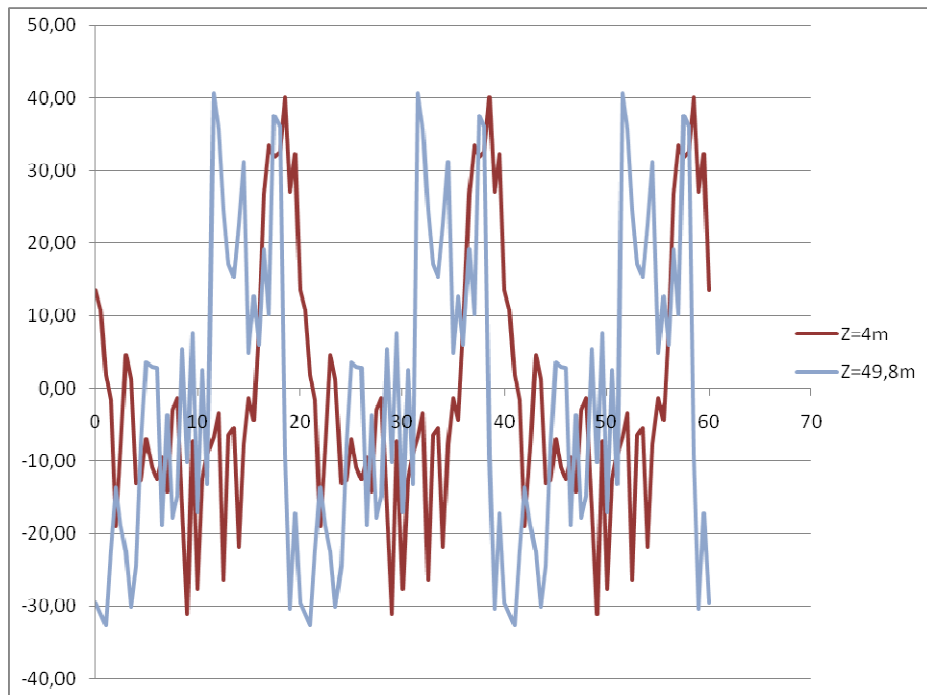


Figura 5.2 – Componente aleatória do vento.

Na análise da figura 5.2, constata-se que a série temporal do vento para a altura de 49,8 metros atinge os valores máximos mais vezes que para a altura de 4 metros.

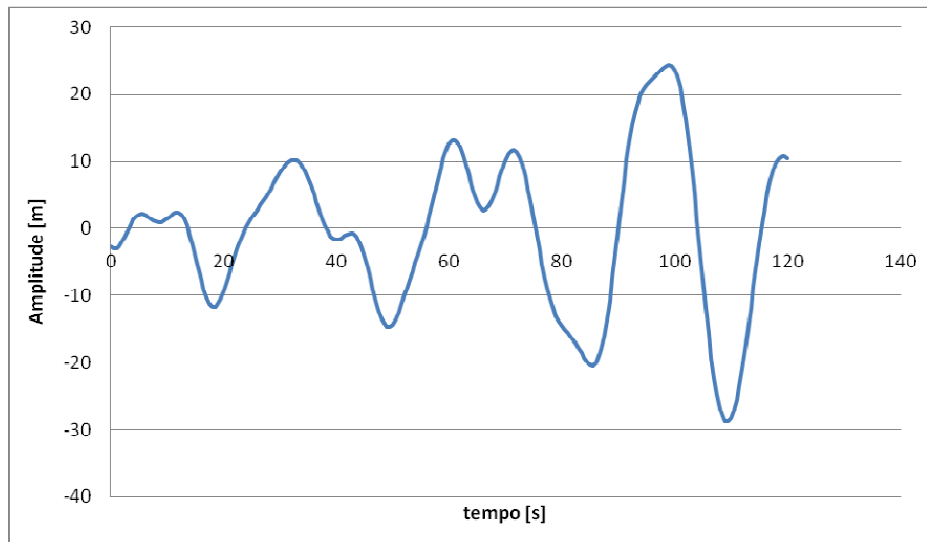


Figura 5.3 – Amplitude da onda. Série 1.

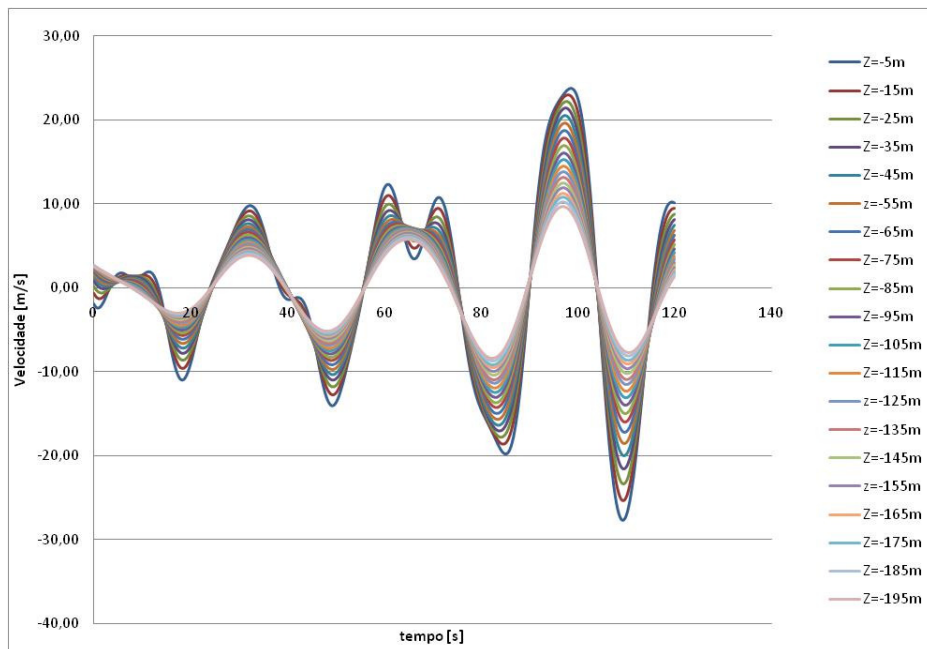


Figura 5.4 – Velocidade das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 1.

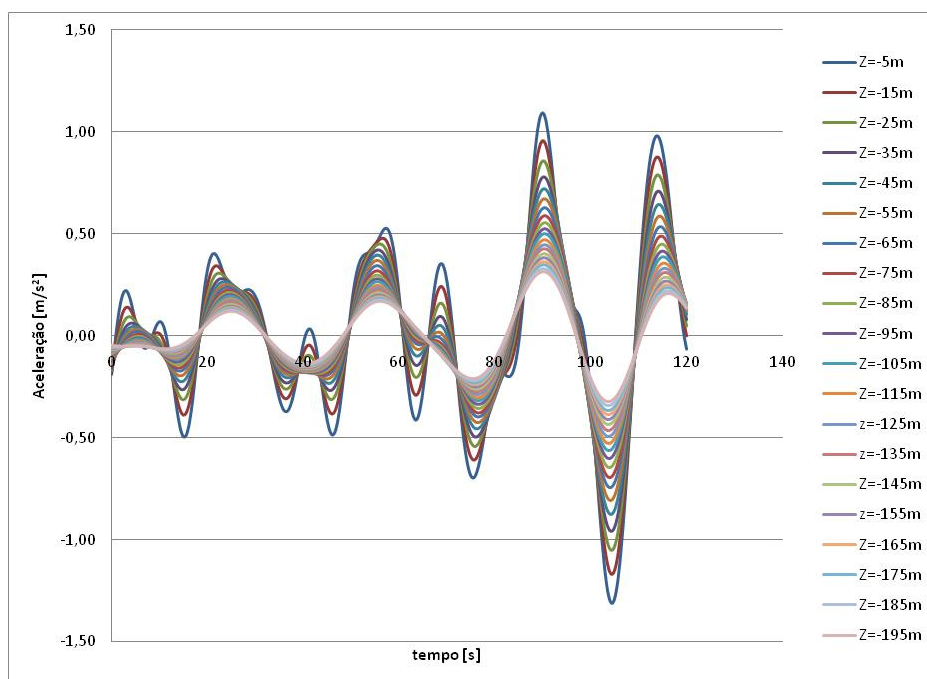


Figura 5.5 – Aceleração das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 1.

Na análise das figuras 5.4 e 5.5, conclui-se que a velocidade e a aceleração das partículas da água diminuem com a profundidade e o próprio comportamento sofre algumas alterações.

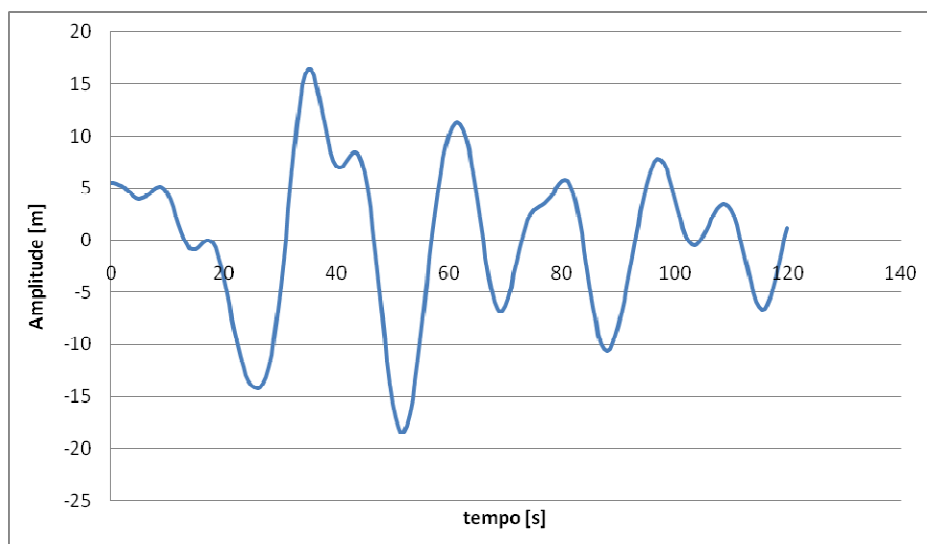


Figura 5.6 – Amplitude da onda. Série 2.

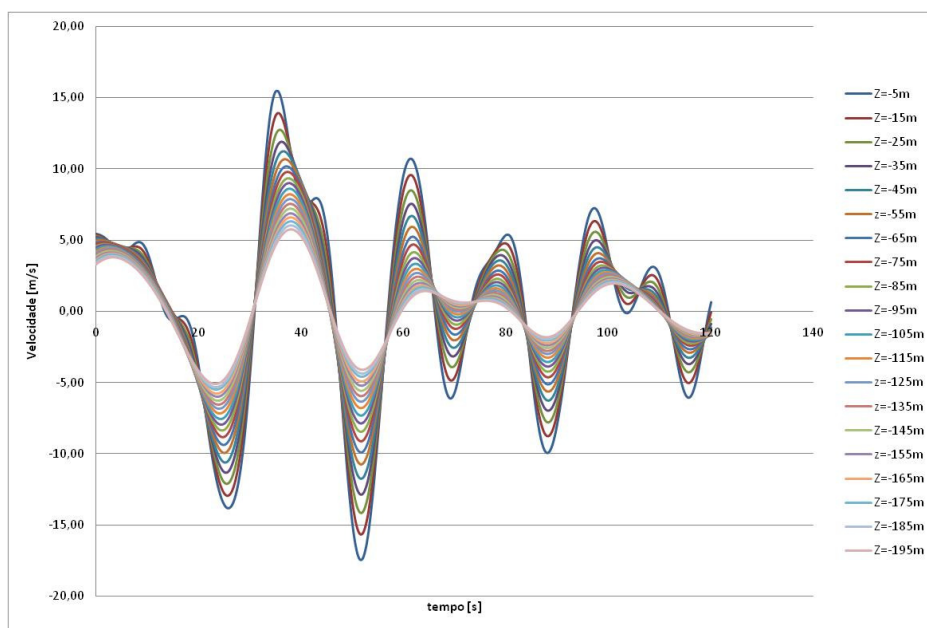


Figura 5.7 – Velocidade das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 2.

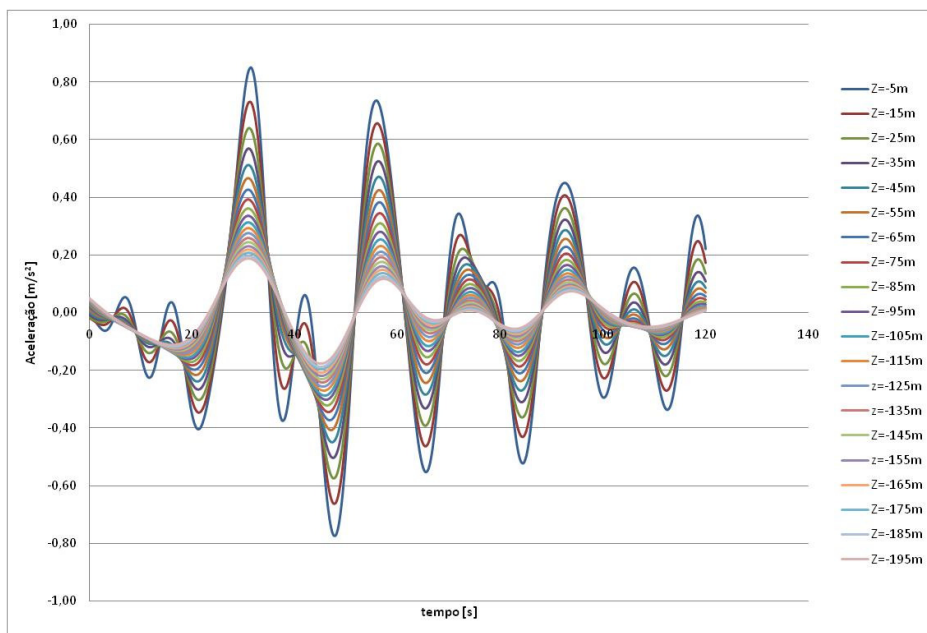


Figura 5.8 – Aceleração das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 2.

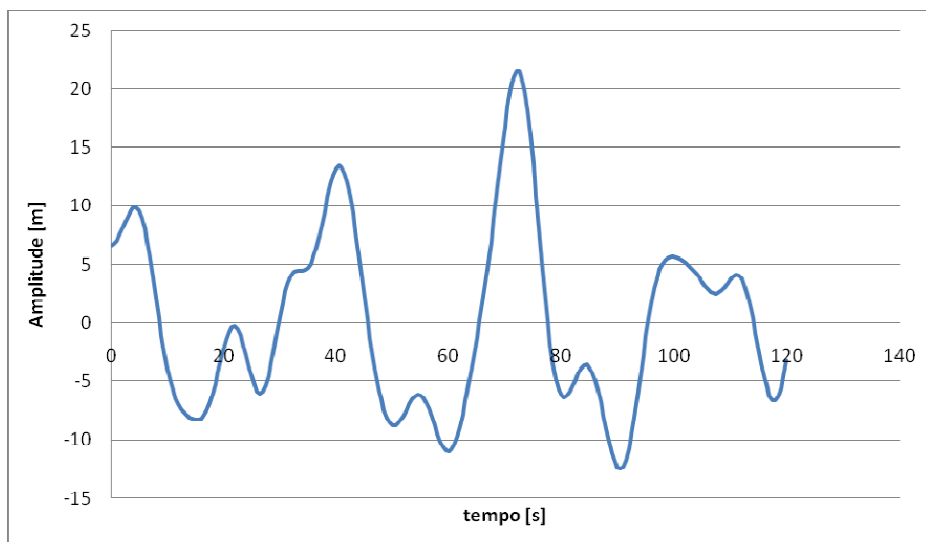


Figura 5.9 – Amplitude da onda. Série 3.

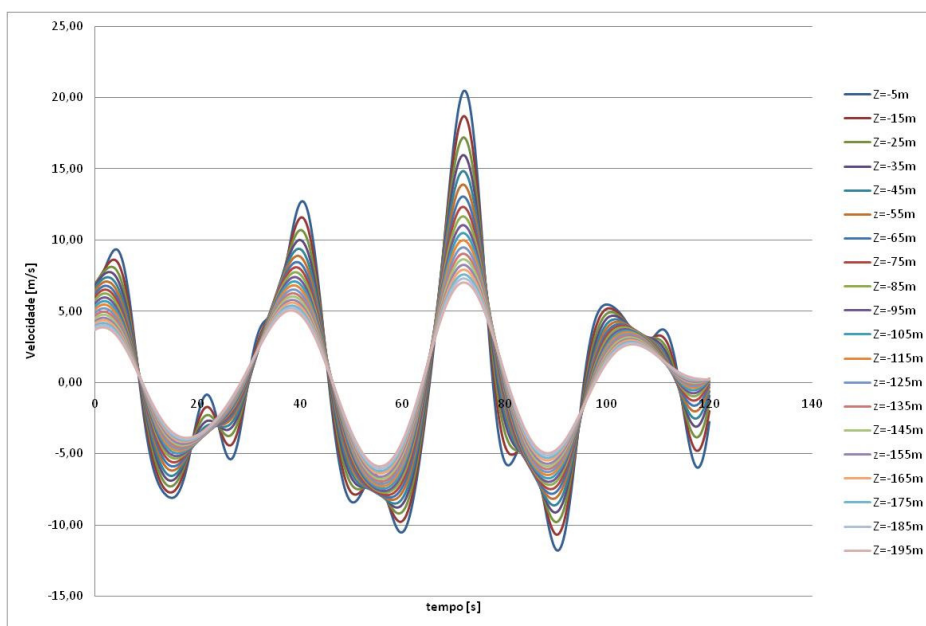


Figura 5.10 – Velocidade das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 3.

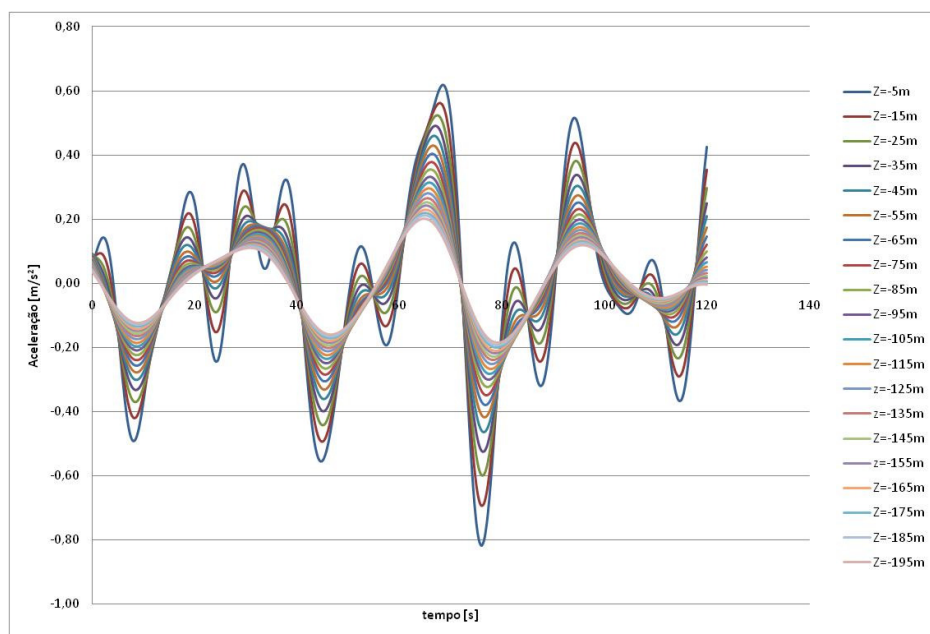


Figura 5.11 – Aceleração das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 3.

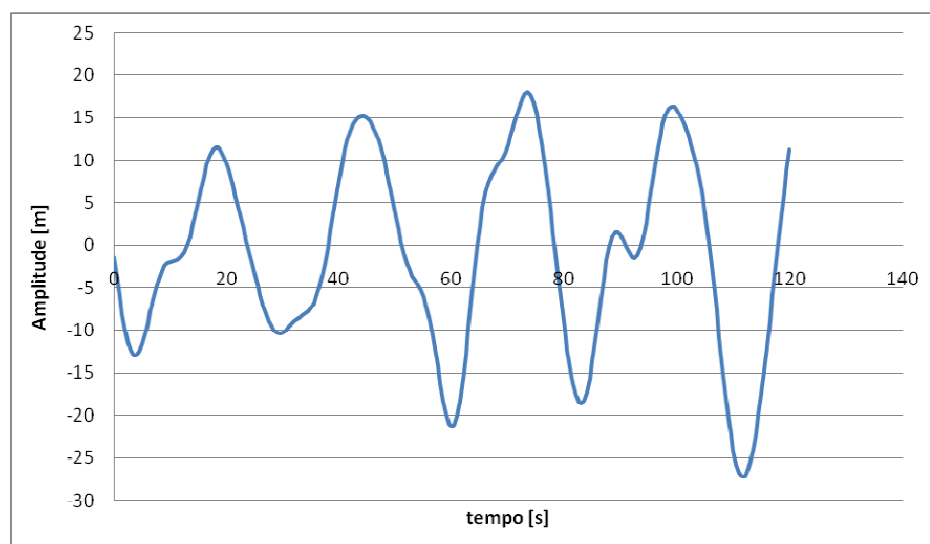


Figura 5.12 – Amplitude da onda. Série 4.

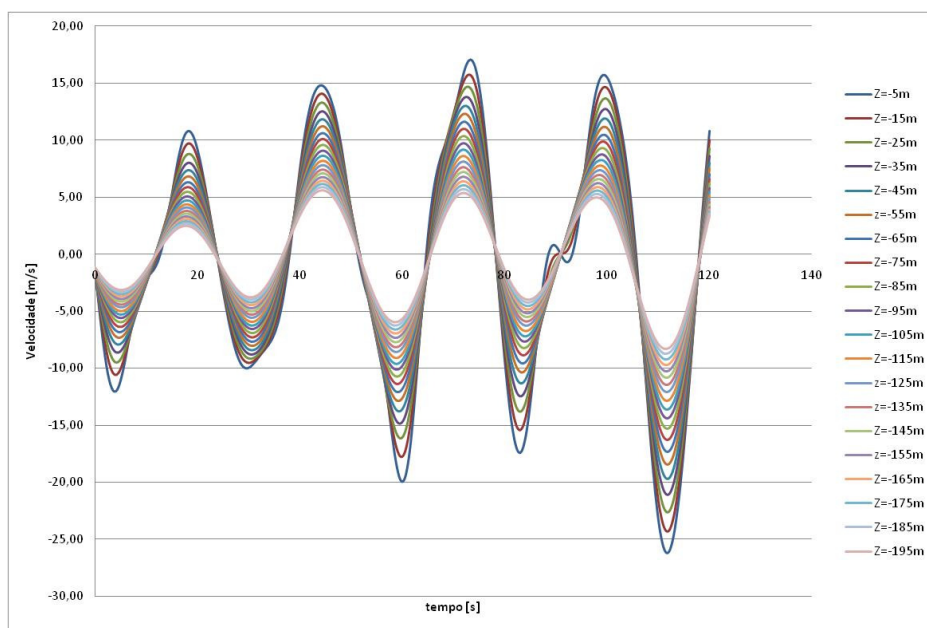


Figura 5.13 – Velocidade das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 4.

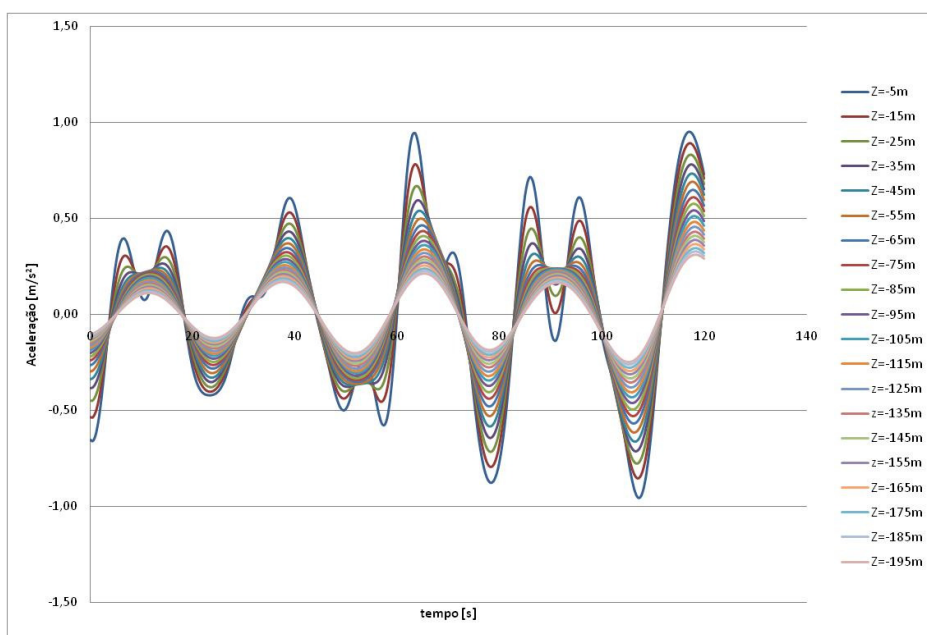


Figura 5.14 – Aceleração das partículas da onda ao longo da profundidade. Série 4.

Na análise das figuras 5.2 a 5.14, conclui-se que existem diferenças consideráveis entre as séries temporais, desde séries com maior predominância de valores positivos que negativos ou o contrário, ou até diferenças entre intensidades de valores entre séries.

6 Aplicação

O seguinte estudo consiste na aplicação de carregamentos dinâmicos ambientais numa plataforma offshore na direcção normal à estrutura, de forma a obter a resposta da subestrutura em termos de deslocamentos e esforços. Os carregamentos considerados foram o vento, as ondas e a corrente.

De acordo com a DNV [29] as estruturas de betão armado que apresentem uma frequência natural inferior a 0,4 Hz são estruturas susceptíveis de possuírem uma amplificação dinâmica considerável. Os casos considerados apresentam frequências naturais nessa gama de valores. A DNV [29] também estipula que quando não são estudados valores de coeficiente de amortecimento crítico deverá ser considerado um valor de 3%.

Os carregamentos dinâmicos são modelados a partir de espectros de densidade do vento e das ondas, que são transformados em séries temporais. Esse procedimento foi realizado quatro vezes para cada modelo, pois as séries temporais possuem natureza aleatória. Foram obtidas apenas quatro séries temporais, por apresentarem uma amostra representativa do comportamento do vento e das ondas, com o mínimo esforço computacional possível, mas para fins de dimensionamento é aconselhável que se obtenham mais séries temporais, aumentando assim as probabilidades da série temporal, que aplicada à estrutura resulte em maiores esforços e maiores deslocamentos, esteja na amostra considerada.

Para além de quantificar a resposta devido às acções e quantificar a importância de cada acção para a resposta, são estudados três casos com diferentes contraventamentos nas colunas da subestrutura.

Outro estudo que tem alguma importância, foi a quantificação da influência da massa adicionada⁷ e do crescimento marinho⁸ na resposta da estrutura.

⁷ É a contabilização do acréscimo de inércia da estrutura, devido ao facto da água nas imediações da estrutura, acompanhar o seu movimento [30].

⁸ É a contabilização do acréscimo da massa e da espessura dos elementos localizados dentro de água, devido a organismos vivos [30].

Foi utilizado o programa de cálculo Sap2000 versão 14 [4] para analisar a resposta estrutural sob a acção do vento, ondas e corrente.

6.1 Geometria e Topologia

A plataforma offshore que foi estudada localiza-se ao largo da Costa da Caparica, nomeadamente a 10 km da costa, onde a profundidade é de 200 metros.

A estrutura considera-se simétrica em torno de dois eixos e será composta por três elementos: a subestrutura, o convés e o flare⁹.

A subestrutura possui de altura 200 metros acrescidos de metade da altura da onda centenária a actuar na localização, obtendo assim uma probabilidade reduzida das ondas atingirem o convés [40]. A localização mais próxima para a qual existe registo de altura de ondas é Sines e visto apenas ser possível aceder a registos de alturas de onda dos últimos dez anos, foi considerada a maior onda dos últimos dez anos a actuar em Sines, que é de 16,5 metros [41]. A subestrutura assim tem um comprimento de 208 metros e é composta por quatro colunas cilíndricas de betão armado, composto por betão C35/45 e armaduras de aço A500NR com um diâmetro externo de 10 metros e espessura de 1 metro.

O convés possui dois pisos e cada piso tem a geometria em planta de um rectângulo de dimensões 54x54 m². O Convés tem uma altura total de 11,2 metros, sendo 5,6 metros por piso e é composto por três lajes em betão armado com espessura de 0,18 metros. O resto da estrutura do convés é composto por pilares e vigas em perfis metálicos, tubos SHS 500x500x40 nos pilares e perfis IPE 220 nas vigas, feitos com aço S275.

O flare tem uma altura de 35,6 metros e é composto por estrutura em treliça com perfis tubulares de aço S275. A estrutura em treliça em planta representa um quadrado de 10 metros de lado. É assumido que em cada direcção metade da área, da estrutura da treliça exposta ao vento, obstrui a acção do vento. A estrutura do flare apresenta uma rigidez horizontal de 436681 kN/m.

⁹ É uma espécie de chaminé que expõe gases na atmosfera.

A suportar o convés e transmitir os esforços para os pilares são utilizadas seis vigas com secção em caixão, com largura e comprimento exterior de 3 metros e uma espessura de 0,5 metros. Essas vigas estão dispostas em cruz de Santo André.

Na figura 6.1, encontra-se a representação da geometria da plataforma. De notar que encontra-se representado um contraventamento em altura, que corresponderá ao caso 2, que será explicado no subcapítulo seguinte.

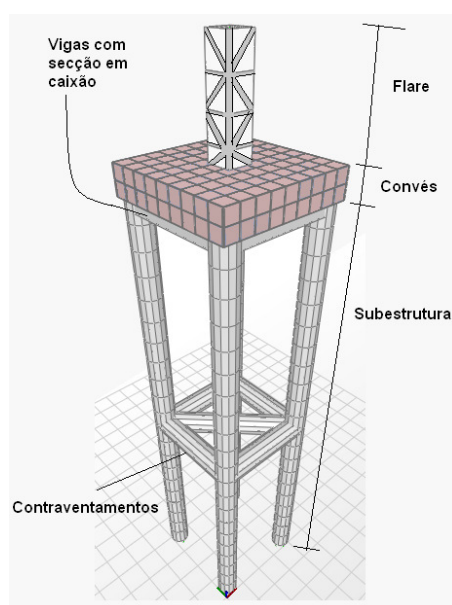


Figura 6.1 – Geometria da plataforma offshore.

6.2 Casos Considerados

Foram estudadas três situações diferentes como representado na figura 6.2, considerando-se que a secção transversal dos contraventamentos é igual à das colunas, como pode ser visto na figura 6.1.

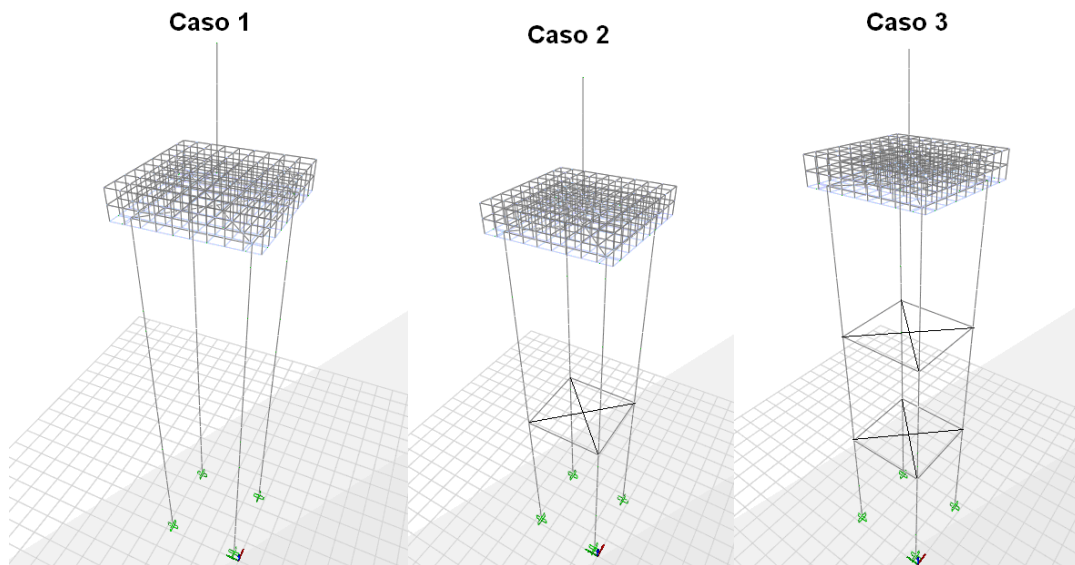


Figura 6.2 - Formato dos 3 casos estudados.

No primeiro caso não são considerados contraventamentos, no segundo caso é considerado um contraventamento em altura composto por seis vigas a ligar as colunas localizadas a 100 metros da superfície do solo e o terceiro caso possui dois contraventamentos em altura, cada um composto por seis vigas a ligar as colunas, localizados, um a 70 metros da superfície do solo e o outro localizado a 140 metros.

6.3 Modelo

Foi estudada a resposta da estrutura devido à acção das ondas, vento e corrente, através de um modelo de elementos finitos no programa de cálculo estrutural SAP 2000 [4].

Relativamente à discretização do modelo, as colunas dos pilares foram discretizadas em elementos com 10 metros de comprimento até chegar ao nível médio da água do mar, pelo que depois possui um elemento de 8 metros. O convés foi discretizado por uma malha de 5,6 metros de altura e largura de 6 metros. O flare por sua vez foi discretizado em elementos de 10 metros, à excepção do primeiro elemento que possui 5,6 metros.

É necessário definir os nós e os elementos das colunas da subestrutura, pois a resposta da estrutura foi obtida para cada um desses nós e elementos e serão referenciados na apresentação da resposta da estrutura. Na tabela 6.1, encontram-se definidos os números dos nós e dos elementos para apenas uma coluna. Dadas as características da estrutura, a resposta será semelhante para todas as colunas.

Tabela 6.1 - Número dos nós e dos elementos de uma coluna da subestrutura

z [m]	Nós	z _{CM} [m]	Elemento
8	22	4	21
0	21	-5	20
-10	20	-15	19
-20	19	-25	18
-30	18	-35	17
-40	17	-45	16
-50	16	-55	15
-60	15	-65	14
-70	14	-75	13
-80	13	-85	12
-90	12	-95	11
-100	11	-105	10
-110	10	-115	9
-120	9	-125	8
-130	8	-135	7
-140	7	-145	6
-150	6	-155	5
-160	5	-165	4
-170	4	-175	3
-180	3	-185	2
-190	2	-195	1
-200	1		

Para o segundo caso o contraventamento é localizado no nó 11 e para o terceiro caso os contraventamentos estão localizados no nó 8 e 15.

Foi considerado que as condições de apoio da estrutura são de encastramentos perfeitos, como pode ser visto na figura 6.3.

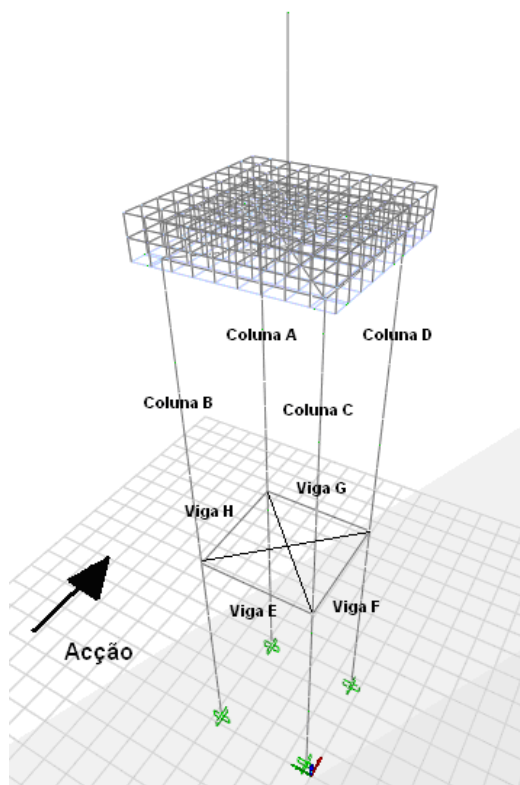


Figura 6.3 – Modelo considerado.

6.4 Acções

Como mencionado antes, foram aplicadas à estrutura forças dinâmicas devido às ondas, correntes e ventos. Acima do nível médio da água actuam forças do vento e abaixo do nível médio da água actuam forças devidas a ondas e correntes ou apenas ondas, como a figura 6.4 mostra.

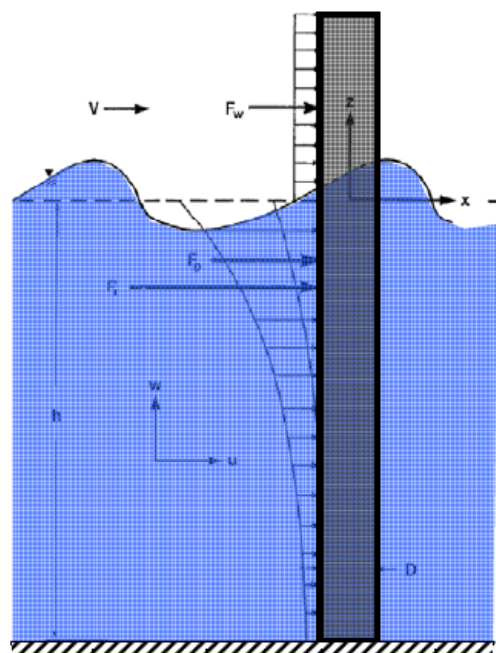


Figura 6.4 - Distribuição do carregamento das colunas. [36]

De notar que na figura 6.4, apenas está exemplificada uma das colunas da estrutura, mas o vento também actua no convés e no flare. Na figura 6.4, F_D é a força de arrasto e F_I é a força de inércia, que somadas dão a força devido às ondas e corrente ou apenas ondas.

6.4.1 Vento

Dado que as condições do vento variam com a altura segundo uma função exponencial, as condições do vento são definidas para o centro de massa de cada barra e consideradas constantes em cada elemento. Esse pressuposto introduz erros no modelo que se considera não serem significativos. Sendo assim as condições do vento, as forças do vento e os espectros de densidade do vento são definidos para sete pontos.

Para a localização em questão a velocidade média do vento a 10 metros do solo (que neste caso é acima do nível médio do mar) definida em [42 e 43] é de 5 m/s. Aplicando a equação 4.7, da intensidade de turbulência do vento, para uma altura de 10 metros, obtém-se a intensidade de

turbulência do vento que é de 11,51. Multiplicando a velocidade média pela intensidade de turbulência do vento obtém-se o desvio padrão que será de 57,56 m/s.

De seguida usando a lei exponencial definida em (4.5), foi determinada a velocidade média para cada uma das 7 alturas, como poderá ser visto na tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Velocidade média do vento para os pontos considerados.

	z_{CM} [m]	$\bar{u}(z)$ [m/s]
Subestrutura	4	4,48
Convés	10,8	5,05
	16,4	5,31
Flare	22	5,50
	29,8	5,70
	39,8	5,90
	49,8	6,06

O espectro de densidade usado para quantificar a componente variável da velocidade do vento é o espectro de Kaimal, pois dos espectros existentes, este é o espectro que contabiliza o facto do comportamento do vento variar com a altura. Abaixo está definida a função densidade espectral. [30]

$$S_{vento}(f) = \sigma_u^2 \frac{6,868 \frac{L_u}{\bar{u}(10)}}{\left(1 + 10,32 \frac{f L_u}{\bar{u}(10)}\right)^{5/3}} \quad (6.1)$$

em que, σ_u é o desvio padrão do vento na direcção longitudinal $\bar{u}(10)$ é a velocidade média do vento à altura de 10 metros, f é a frequência em Hz e L_u é o integral de escala de comprimento na direcção que contabiliza a variação do comportamento do vento com a altura.

O integral de escala de comprimento na direcção longitudinal é dado por [30]:

$$L_u = 300 \times \left(\frac{z}{300} \right)^{0,46+0,074 \ln z_0} \quad (6.2)$$

em que o integral de escala de comprimento depende da rugosidade do terreno z_0 e da altura ao nível médio da água z , pelo que o espectro de densidade também depende da altura ao nível médio da água z , (na tabela 6.3 encontra-se determinado o integral de escala de comprimento para cada altura). Nessa perspectiva foram determinados sete espectros de densidades para cada uma das alturas dos elementos da discretização.

Tabela 6.3 – Valor do integral de escala para cada ponto considerado.

	z_{CM} [m]	$\bar{u}(z)$ [m/s]	L_u
Subestrutura	4	4,48	780,85
Convés	10,8	5,05	626,61
	16,4	5,31	571,21
Flare	22	5,50	535,22
	29,8	5,70	500,41
	39,8	5,90	469,34
	49,8	6,06	446,60

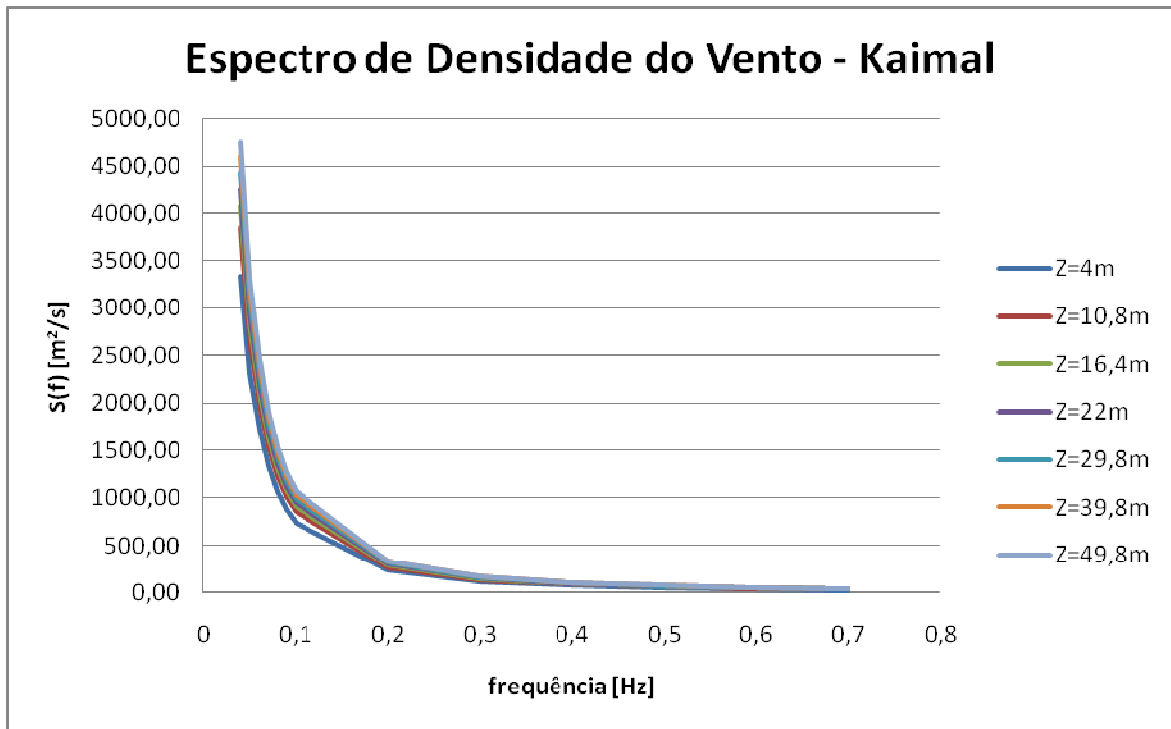


Figura 6.5 – Espectro de densidade do vento de Kaimal.

Na figura 6.5 encontra-se representado o espectro de densidade de Kaimal para os sete pontos.

O espectro tende para $+\infty$ quando a frequência se aproxima de zero e tende para 0 quando a frequência se aproxima de $+\infty$.

De notar que as unidades do espectro de densidade do vento são em unidade da variável aleatória ao quadrado por unidade de frequência. Neste caso a variável aleatória é a velocidade do vento o que corresponde a [39]:

$$\frac{(m/s)^2}{Hz} = \frac{m^2 s}{s^2} = \frac{m^2}{s} \quad (6.3)$$

Tendo o espectro de densidade da variável aleatória da velocidade do vento, chega a altura de aplicar a transformada inversa de Fourier, para obter histórias no tempo. Foram geradas quatro histórias no tempo para as sete alturas.

Para definir as forças a actuar na estrutura é necessário determinar os coeficientes de forma para cada elemento.

De acordo com a norma do API [31], o coeficiente de forma de cilindros é de 0,5. De acordo com a tabela 5.5 da DNV [30] e dado que no plano o convés tem as duas dimensões iguais e o quociente da altura por uma das dimensões em planta é menor que 0,5, então o coeficiente de forma é de 0,9.

A estrutura do flare, como já foi mencionado atrás, é uma estrutura em treliça com elementos tubulares, pelo que o coeficiente de atrito efectivo para os elementos tubulares terá de ser multiplicado pelo rácio de solidez, que corresponde ao quociente da área projectada dos elementos na direcção exposta ao vento pela área envolvente da estrutura [30]. Esse rácio de solidez é assumido com o valor de 0,5.

Para determinar o coeficiente de forma do flare é também necessário determinar o número de Reynolds para o escoamento do vento. [30]

$$R_e = \frac{D \times \bar{u}(z)}{\nu} \quad (6.4)$$

em que, D é o diâmetro ou a dimensão projectada da secção [m], $\bar{u}(z)$ é a velocidade média à altura considerada [m/s] e ν é a viscosidade cinemática do ar a 15°C, $1,45 \times 10^{-5}$ [m²/s].

Para todas as alturas discretizadas do flare, o número de Reynolds é maior que $4,2 \times 10^5$. Reunidas essas condições de acordo com a tabela 5.4 do DNV [30], o coeficiente de forma efectivo é de 0,8 e multiplicando pelo coeficiente de solidez é obtido um coeficiente de forma de 0,4.

Tendo definido esses coeficientes de forma, pode obter-se o valor das forças do vento a actuar na estrutura.

No programa de cálculo são aplicadas três parcelas da força do vento para cada elemento de acordo com as equações (4.9) e (4.10). Essas três parcelas são as seguintes:

$$f_{u(z)^2}^- = \frac{1}{2} \times \rho_a \times C \times A \times \bar{u}(z)^2 \quad (6.5)$$

$$f_{u(z)u'(z,t)}^- = \rho_a \times C \times A \times \bar{u}(z) \quad (6.6)$$

$$f_{u'(z,t)^2} = \frac{1}{2} \times \rho_a \times C \times A \quad (6.7)$$

Comparando essas parcelas com as equações (4.9) e (4.10), chega-se à conclusão que na equação (6.6) falta a multiplicação pela parcela aleatória do vento $u'(z,t)$ e na equação (6.7) falta a multiplicação pelo quadrado da parcela aleatória do vento $u'(z,t)^2$. Essa parcela aleatória do vento $u'(z,t)$ é contabilizada pelas séries temporais, que são aplicadas no programa de cálculo de forma periódica amplificando os carregamentos estáticos dados pela equação (6.6) e (6.7). Os carregamentos aplicados no programa de cálculo como estáticos para cada elemento sem amplificação por séries temporais, obtidos através das equações (6.5), (6.6) e (6.7) são os presentes na tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Forças aplicadas no programa de cálculo.

Carga	Z _{CM} [m]	$f_{u(z)^2}^-$	$f_{u(z)u'(z,t)}^-$	$f_{u'(z,t)^2}$
Subestrutura [kN/m]	4,0	0,061	0,027	0,003
Convés [kN/m ²]	10,8	0,014	0,006	0,001
	16,4	0,016	0,006	0,001
Flare [kN/m]	22,0	0,001	0,027	0,001
	29,8	0,001	0,028	0,001
	39,8	0,001	0,029	0,001
	49,8	0,001	0,030	0,001

Como a subestrutura e o flare foram modelados como elementos lineares, o objectivo é de aplicar a carga por metro, pelo que em vez de ser aplicado o valor da área da estrutura onde o vento actua, foi aplicado apenas o valor da dimensão da secção normal à direcção do vento. Para o caso do Convés a carga é aplicada em elementos de área.

6.4.2 Corrente e Ondas

Tal como a força do vento, a força da corrente e das ondas varia com a distância ao nível médio da água do mar.

Os elementos abaixo do nível médio da água do mar encontram-se discretizados em elementos com 10 metros de comprimento, pelo que tal como para o vento, é considerado que a velocidade e aceleração do fluxo para cada elemento são associados ao centro de massa do elemento.

Sendo assim, visto existirem vinte elementos, existem vinte velocidades e acelerações diferentes e por associação, vinte forças (devido a corrente e ondas) diferentes.

Relativamente às condições das ondas para a zona estudada, de acordo com o Instituto Hidrográfico [41], nos últimos dez anos (anos com registos disponíveis), a maior altura de onda significativa¹⁰ foi de 8,75 metros (H_S) e o maior período de ponta¹¹ foi de 30 segundos (T_P).

De acordo com a DNV [30], a velocidade da corrente devido à acção do vento para o nível médio da água do mar, quando os dados estatísticos não estão disponíveis, pode ser determinada por:

$$v_{c,wind}(0) = \mu \times \bar{u}(10) \quad (6.8)$$

¹⁰ É a média da terça parte das ondas com maior altura registadas durante o tempo considerado [30].

¹¹ É o período de onda em que o espectro de densidade de onda tem o seu valor máximo [30].

em que $\bar{u}(10)$, é a velocidade média do vento a 10 metros do nível médio da água do mar. O valor de μ está compreendido entre 0,015 e 0,03 e para o presente estudo, foi considerado um valor de 0,03. Assim a velocidade devido ao vento para o nível médio da água do mar é considerado de 0,15 m/s.

Relativamente à velocidade de circulação do oceano e velocidade de maré, de acordo com o API [31], foi considerado o valor de 2,0 m/s e de 0,3 m/s, respectivamente.

Sendo assim, aplicando as equações (4.23) e (4.24), é determinada a velocidade da corrente total para cada um dos vinte pontos, como apresentado na tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Velocidade da corrente para os vinte pontos considerados.

Z_m [m]	$v_{c,wind}$ [m/s]	$v_{c,tide}$ [m/s]	$v_{c,circ}$ [m/s]	v_{ctotal} [m/s]
0	0,15	0,30	2,00	2,45
-5	0,14	0,30	1,99	2,43
-15	0,11	0,30	1,98	2,38
-25	0,08	0,29	1,96	2,33
-35	0,05	0,29	1,95	2,28
-45	0,02	0,29	1,93	2,23
-55	0,00	0,29	1,91	2,20
-65	0,00	0,28	1,89	2,17
-75	0,00	0,28	1,87	2,15
-85	0,00	0,28	1,85	2,13
-95	0,00	0,27	1,82	2,10
-105	0,00	0,27	1,80	2,07
-115	0,00	0,27	1,77	2,04
-125	0,00	0,26	1,74	2,00
-135	0,00	0,26	1,70	1,96
-145	0,00	0,25	1,66	1,91
-155	0,00	0,24	1,62	1,86
-165	0,00	0,23	1,56	1,79
-175	0,00	0,22	1,49	1,71
-185	0,00	0,21	1,38	1,59
-195	0,00	0,18	1,18	1,36

A velocidade da corrente pode ser considerada de carácter estático e, como tal, de aceleração nula. Ao contrário da corrente, a velocidade das ondas é de carácter dinâmico, variando ao longo do tempo de modo significativo.

Sendo o comportamento do mar irregular e aleatório, o posicionamento da superfície da onda terá de ser representado por um espectro de densidade. Inicialmente, considerou-se o espectro de densidade de JONSWAP por ser o espectro que apresenta resultados mais aproximados no entanto, este só é aplicável se se verificar a condição [30]:

$$3,6 < \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} < 5 \Leftrightarrow 3,6 < \frac{30}{\sqrt{8,75}} < 5 \Leftrightarrow 3,6 < 10,1 < 5 \quad \times \quad (6.9)$$

Visto esta condição não se verificar, foi utilizado o espectro de densidade de Pierson-Moskowitz, que é definido por [30]:

$$S_{ondas}(f) = \frac{5}{16} H_s^2 \left(\frac{2\pi}{T_p} \right)^4 \left(\frac{1}{2\pi f} \right)^5 e^{\left(-\frac{5}{4} (f T_p)^{-4} \right)} \quad (6.10)$$

onde, H_s é a altura da onda significativa, T_p é o período de ponta e f é a frequência em Hz.

Na figura 6.6 encontra-se definido o espectro de densidade de Pierson-Moskowitz.

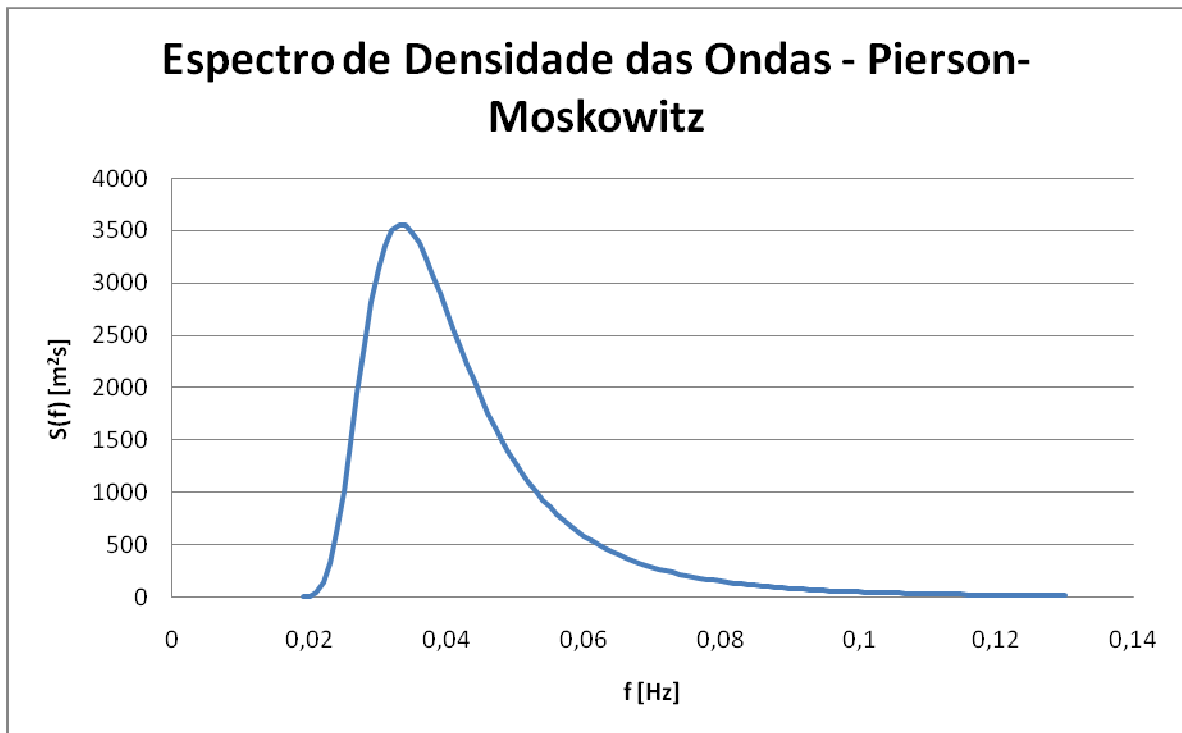


Figura 6.6 - Espectro de densidade das ondas de Pierson-Moskovitz.

Como mencionado, o sinal deste espectro é a posição da superfície da onda, e como tal, o espectro de densidade é apresentado em m^2s .

Tendo o espectro definido, depois foi aplicada a transformada inversa de Fourier para se obter em histórias no tempo a posição da onda, a velocidade da onda e a aceleração da onda para cada um dos vinte pontos. De notar que assim como para o vento, também para as ondas, foi aplicada a transformada inversa de Fourier quatro vezes por se tratar de um processo aleatório.

Agora pretende-se determinar as forças que são aplicadas aos elementos da estrutura e sendo assim foram determinados alguns coeficientes e parâmetros necessários à contabilização dessas forças.

Primeiro foi determinada a aproximação do comprimento de onda λ , de acordo com a DNV [30], para se saber se a estrutura se encontra em regime de Morison.

$$\lambda = T_p (gd)^{1/2} \left(\frac{f(\varpi)}{1 + \varpi f(\varpi)} \right)^{1/2} \quad \text{em que} \quad f(\varpi) = 1 + \sum_{n=1}^4 \alpha_n \varpi^n, \quad \varpi = \frac{4\pi^2 d}{g T_p^2}$$

$$\alpha_1 = 0,666, \quad \alpha_2 = 0,445, \quad \alpha_3 = -0,105 \quad \text{e} \quad \alpha_4 = 0,272$$

(6.11)

onde, d é a profundidade da linha média de água, que para este estudo é de 200 metros, g é a aceleração da gravidade, tomada como $9,81 \text{ m/s}^2$ e T_p o período de ponta, obtém-se um comprimento de onda de 1136,93 metros.

Verificando a condição apresentada na equação (4.24), sabendo que o diâmetro dos cilindros é de 10 metros, multiplicando esse valor por 5, dará o valor de 50 metros. Assim o comprimento de onda será muito maior que os 50 metros, pelo que a estrutura pode ser analisada considerando o regime de Morison.

Para determinar o coeficiente de arrasto é necessário definir a dimensão da estrutura normal à direcção do escoamento, mas após a implementação da estrutura, com o tempo organismos vivos irão ficar agarrados à estrutura, pelo que esse efeito irá condicionar a estrutura, aumentando assim a área que se opõe ao escoamento, dessa forma, na determinação do coeficiente de arrasto teve-se em conta a dimensão da estrutura normal à direcção do escoamento, que neste caso é o diâmetro do cilindro e ainda foi considerado um acréscimo desse diâmetro tendo em conta esse efeito de crescimento marinho. Esse efeito de crescimento marinho, não é uniforme ao longo da estrutura, de acordo com a DNV [30], e adoptando o caso mais gravoso o crescimento marinho corresponde a um acréscimo no diâmetro de 200 mm, desde 2 metros acima da linha média da água até à profundidade de 40 metros. Abaixo dos 40 metros de profundidade o acréscimo é de 100 mm. O crescimento marinho terá uma densidade de 1325 kg/m^3 .

Para efeito do cálculo do coeficiente de arrasto, por ser mais gravoso, foi considerado que ao longo de todo o cilindro existe um acréscimo de diâmetro de 200 mm. Sendo assim o diâmetro dos cilindros para efeito de cálculo do coeficiente de arrasto é de 10,2 metros.

Na determinação do coeficiente de Arrasto terá de ser tido em conta o número de Reynolds e o número de Keulegan-Carpenter que contabilizam o tipo de escoamento do fluido e o efeito de rasto que o escoamento aplica na estrutura, respectivamente. [30]

Foi determinado o número de Reynolds usando a equação (6.4) para duas situações distintas, uma situação em que actua a corrente e as ondas em simultâneo na estrutura e a outra situação em que actuam apenas as ondas na estrutura. Tendo apenas a consideração que neste caso a viscosidade cinemática do fluido ν é de $1,19 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$.

Visto neste estudo considerarem-se quatro histórias no tempo, a velocidade da onda considerada será a maior das quatro histórias no tempo. Esse valor da velocidade da onda é de 27,61 m/s que corresponde à primeira história no tempo. Para a situação em que se considera a velocidade da onda e da corrente, a velocidade máxima do fluido é de 26,25 m/s.

Sendo assim considerando a corrente e as ondas obteve-se um número de Reynolds de $2,25 \times 10^8$ e considerando apenas as ondas, obteve-se o valor de $4,64 \times 10^6$. Seja em que situação for o número de Reynolds é maior que 10^6 , pelo que o coeficiente de arrasto considerando apenas o número de Reynolds pode ser dado por [30]:

$$C_{DS}(\Delta) = \begin{cases} 0,65 & ; \Delta < 10^{-4} \\ (29 + 4 \log_{10}(\Delta)) / 20 & ; 10^{-4} < \Delta < 10^{-2} \\ 1,05 & ; \Delta > 10^{-2} \end{cases} \quad (6.12)$$

em que Δ é a rugosidade adimensional e é determinada dividindo a rugosidade do material pelo diâmetro do cilindro com o crescimento marinho [30]. No caso do betão a rugosidade é de 3×10^{-3} metros, pelo que a rugosidade adimensional assume o valor de $2,94 \times 10^{-4}$ e nesse caso o coeficiente de arrasto devido ao número de Reynolds assume o valor de 0,74.

De seguida foi tido em conta o efeito de rasto do escoamento multiplicando o coeficiente de arrasto devido ao número de Reynolds por um factor de amplificação de rasto ψ . O factor de amplificação de rasto é obtido através do número de Keulegan-Carpenter [30].

$$K_C = \frac{UmT_p}{D} \quad (6.13)$$

em que, Um é a velocidade máxima das ondas que foi definida atrás com o valor de 27,61 m/s, T é o período de ponta e D é o diâmetro do cilindro considerando a espessura de crescimento marinho.

Sendo o número de Keulegan-Carpenter obtido de 81,21, então o quociente do número de Keulegan-Carpenter pelo coeficiente de arrasto obtido pelo número de Reynolds assume um valor de 109,74. O gráfico presente na figura 6.7 representa a relação entre o factor de amplificação do coeficiente de arrasto devido ao rasto e o quociente do número de Keulegan-Carpenter pelo coeficiente de arrasto obtido com o número de Reynolds [30]. Nesse gráfico é aplicado o valor do quociente entre o número de Keulegan-Carpenter e o coeficiente de arrasto obtido com o número de Reynolds nas abcissas obtendo o factor de amplificação do coeficiente de arrasto ψ nas ordenadas.

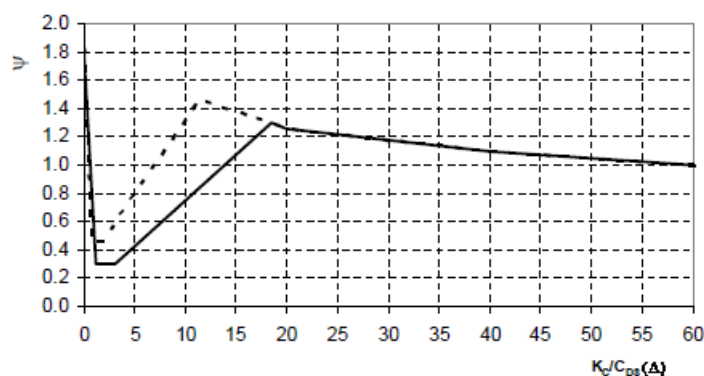


Figura 6.7 - Gráfico com o factor de amplificação do coeficiente de arrasto [30].

Pela análise do gráfico da Figura 6.6 que se aproxima de $\psi = 1$ quando $K_C / C_{DS}(\Delta)$ tende para $+\infty$, pode-se concluir que o valor do factor de amplificação ψ é de 1. Esse factor de amplificação foi multiplicado pelo coeficiente de arrasto obtido pelo número de Reynolds, obtendo assim um coeficiente de arrasto de 0,74.

Como as duas extremidades dos cilindros estão embutidas noutras estruturas ou no solo, esse valor do coeficiente de arrasto não foi minorado e assim sendo manteve-se o valor do coeficiente de arrasto determinado atrás. [30]

Outro factor que é necessário contabilizar é a amplificação do coeficiente de arrasto devido a vibrações induzidas por vórtices, que não serão considerados para este estudo. [28]

De acordo com [30] o coeficiente da massa adicionada, foi obtido por:

$$C_A = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - 0,044(K_c - 3) \\ 0,6 - (C_{DS}(\Delta) - 0,65) \end{array} \right\} \quad (6.14)$$

que para este caso obteve-se o valor do coeficiente da massa adicionada de 0,51.

Tendo o coeficiente de massa adicionada C_A o valor de 0,51, então o coeficiente de massa C_M assume o valor de 1,51. [30]

$$C_M = 1 + C_A = 1 + 0,51 = 1,51 \quad (6.15)$$

Tendo determinado os valores dos coeficientes, poderá ser aplicada a expressão (4.25) na determinação da força de arrasto e na força de inércia devido à consideração da corrente e das ondas e devido à consideração de apenas as ondas. A metodologia foi a mesma que para o caso do vento. Foi aplicado para cada elemento da subestrutura uma força estática definida através das seguintes expressões:

$$f_{Nv(t)} = \rho \times (1 + C_A) \times A \quad (6.16)$$

$$f_{Nvv(t)} = \frac{1}{2} \times \rho \times C_D \times D \quad (6.17)$$

Que comparando com a expressão (4.25) consegue-se constatar que falta a parcela da aceleração das partículas da onda \dot{v} na expressão (6.16) e o quadrado da velocidade das partículas da onda $v \times |v|$ na expressão (6.17).

Tabela 6.6 – Forças das ondas e correntes aplicadas no programa de cálculo.

z_m [m]	$f_{N\dot{v}(t)}$ [kN/m]	$f_{Nvv(t)}$ [kN/m]
-5	40.287	3.815
-15	121.667	3.815
-25	121.667	3.815
-35	121.667	3.815
-45	121.667	3.815
-55	121.667	3.815
-65	121.667	3.815
-75	121.667	3.815
-85	121.667	3.815
-95	121.667	3.815
-105	121.667	3.815
-115	121.667	3.815
-125	121.667	3.815
-135	121.667	3.815
-145	121.667	3.815
-155	121.667	3.815
-165	121.667	3.815
-175	121.667	3.815
-185	121.667	3.815
-195	121.667	3.815

Na tabela 6.6 encontram-se definidas as forças estáticas que foram aplicadas no programa de cálculo. Essas forças estão distribuídas por metro porque foram aplicadas nos elementos discretizados como carga linear uniforme. $f_{N\dot{v}(t)}$ é a força de inércia que depois foi amplificada pela aceleração das partículas das ondas provenientes das histórias no tempo. $f_{Nvv(t)}$ é a força de arrasto que depois foi amplificada pela velocidade das partículas considerando as ondas e corrente ou apenas considerando as ondas.

6.5 Massas e Pesos Considerados

A massa referente ao peso próprio da estrutura considerada foi a referida na tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Massa da estrutura.

Massa da Estrutura [ton]	
Flare	566.77
Convés	24896.61
Coluna A	14126.01
Coluna B	14126.01
Coluna C	14126.01
Coluna D	14126.01
Viga E	2988.18
Viga F	2988.18
Viga G	2988.18
Viga H	2988.18

Foi ainda assumida uma massa distribuída pelos pisos do convés de 2600 toneladas de equipamento de produção e uma massa também distribuída pelos pisos do convés de 945 toneladas de instrumentação. [25]

Também foi alvo do estudo a consideração e análise da massa devido ao crescimento marinho e à massa adicionada.

A massa do crescimento marinho (MG) representada na tabela 6.8 foi obtida considerando o excesso de espessura dos cilindros multiplicando pelo peso específico do crescimento marinho 13 kN/m^3 .

A massa adicionada (AM) vista na tabela 6.8, foi obtida aplicando [30]:

$$AM = C_A \rho A \quad (6.18)$$

em que, C_A é o coeficiente de massa adicionada determinada em capítulos anteriores, A é a área da secção total que obstrui o escoamento, ρ é o peso específico da água do mar que é de 10,06 kN/m³.

Tabela 6.8 – Massa de crescimento marinho e massa adicionada.

Z_m [m]	MG [ton/m]	AM [ton/m]
-5	4.20	18.08
-15	4.20	18.08
-25	4.20	18.08
-35	4.20	18.08
-45	3.15	18.08
-55	2.09	18.08
-65	2.09	18.08
-75	2.09	18.08
-85	2.09	18.08
-95	2.09	18.08
-105	2.09	18.08
-115	2.09	18.08
-125	2.09	18.08
-135	2.09	18.08
-145	2.09	18.08
-155	2.09	18.08
-165	2.09	18.08
-175	2.09	18.08
-185	2.09	18.08
-195	2.09	18.08

6.6 Modos e Frequências da Estrutura

Determinou-se a frequência e o período dos diferentes modos de vibração para cada um dos três casos e para cada uma das hipóteses, com crescimento marinho e massa adicionada e sem crescimento marinho e massa adicionada.

O modelo discretizado apresenta a geometria apresentada da figura 6.8.

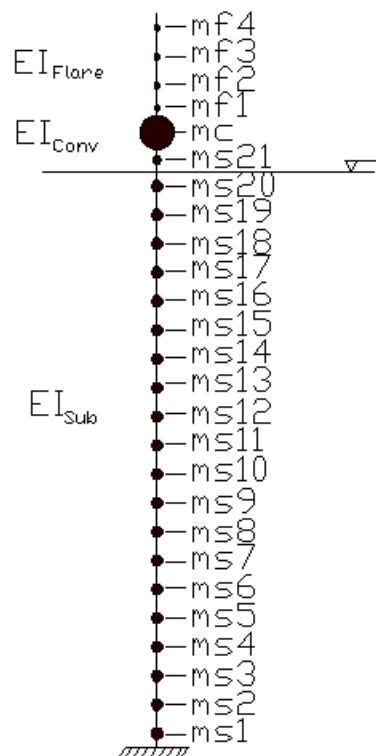


Figura 6.8 – Discretização de massas.

Na figura 6.8 as massas discretizadas por elemento da subestruturas apresentam a notação de msn , em que n está compreendido entre 1 e 21. A massa discretizada do convés apresenta a notação de mc e a massa discretizada do flare apresenta a notação de mfk em que k está compreendido entre 1 e 4. Outra representação presente na figura 6.8 é o momento de inércia da secção I e o módulo de elasticidade E , que são diferentes para a subestrutura, convés e flare.

Para esta aplicação os modos foram combinados, recorrendo ao método clássico da sobreposição dos modos, pois todos os modos são correlacionados.

Seguidamente foi determinada a participação de massa para cada modo determinado segundo a direcção x e a direcção y .

Nesta estrutura muitos dos modos obtidos tem participações de massa desprezáveis e como tal consideraram-se apenas os modos que possuíam participação de massa superior a 1%, sendo que

o somatório das participações de massa dos modos considerados foi entre 94,39% e 97,26%. É facilmente perceptível que o que falta para perfazer os 100% são referentes a uma quantidade imensa de modos com participações de massa inferiores a 1% e como tal desprezadas para o presente estudo.

Nas figuras 6.9 a 6.14 representam-se configurações dos modos de vibração considerados, para cada caso e para cada tipo de massa considerado.

Nos casos em que os modos são iguais, mas em diferentes direcções, foi apenas considerada a configuração numa direcção, pelo que a outra é igual mas na outra direcção.

Outro aspecto importante é que as configurações dos modos nas figuras são majoradas para serem de mais fácil visionamento. Essa majoração é diferente de configuração para configuração.

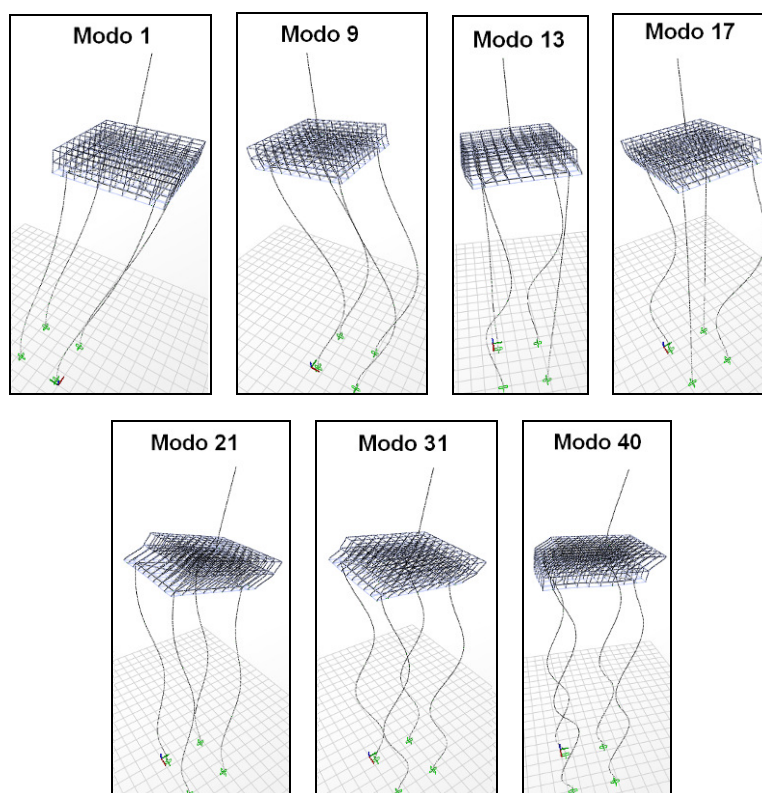


Figura 6.9 - Deformada dos modos de vibração. Caso 1. Com crescimento marinho e massa adicionada.

Na figura 6.9 pode ser visto que os modos 1 e 9 são modos predominantemente de translação numa direcção horizontal. Os modos 13, 17, 21, 31 e 40 são modos fundamentalmente de rotação em torno de uma direcção.

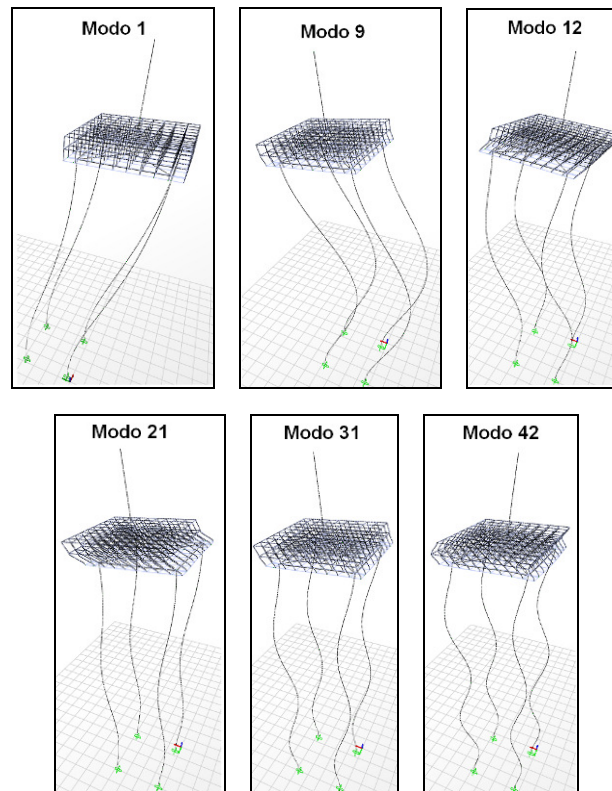


Figura 6.10 - Deformada dos modos de vibração. Caso 1. Sem crescimento marinho e massa adicionada.

Na figura 6.10 os modos 1, 9 e 12 são modos predominantemente de translação numa direcção horizontal. Os modos 21, 31 e 42 são modos predominantemente de rotação em torno de uma direcção.

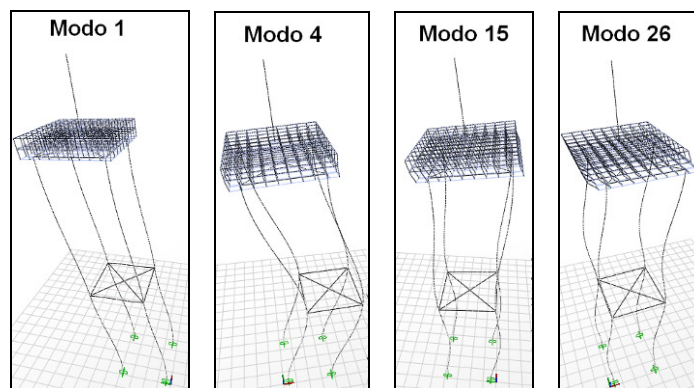


Figura 6.11 - Deformada dos modos de vibração. Caso 2. Com crescimento marinho e massa adicionada.

Na figura 6.11 os modos 1 e 4 são modos predominantemente de translação numa direcção horizontal. Os modos 15 e 26 são modos predominantemente de rotação em torno de uma direcção.

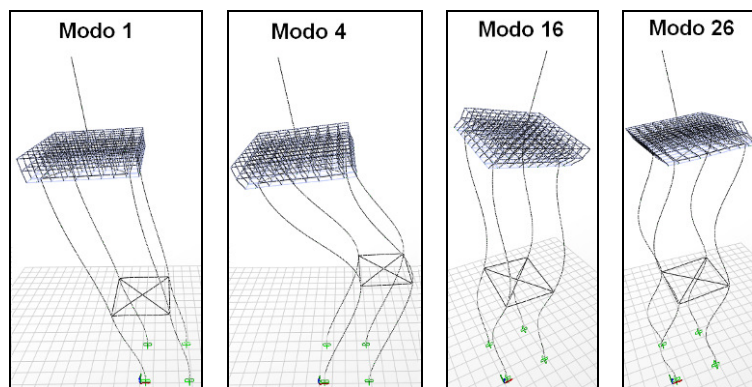


Figura 6.12 - Deformada dos modos de vibração. Caso 2. Sem crescimento marinho e massa adicionada.

Na figura 6.12 os modos 1 e 4 são modos predominantemente de translação numa direcção horizontal. Os modos 16 e 26 são modos predominantemente de rotação em torno de uma direcção.

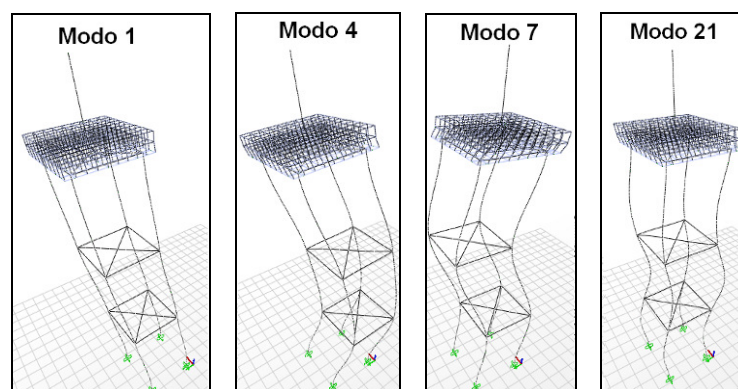


Figura 6.13 - Deformada dos modos de vibração. Caso 3. Com crescimento marinho e massa adicionada.

Na figura 6.13 o modo 1 e 4 são modos predominantemente de translação numa direcção horizontal. Os modos 7 e 21 são modos predominantemente de rotação em torno de uma direcção.

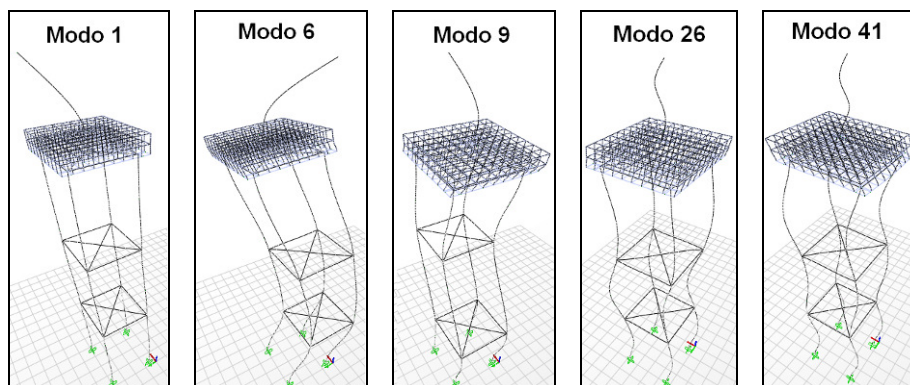


Figura 6.14 - Deformada dos modos de vibração. Caso 3. Sem crescimento marinho e massa adicionada.

Na figura 6.14, os modos 1 e 6 são modos predominantemente de translação numa direcção horizontal. Os modos 9, 26 e 41 são modos fundamentalmente de rotação em torno de uma direcção.

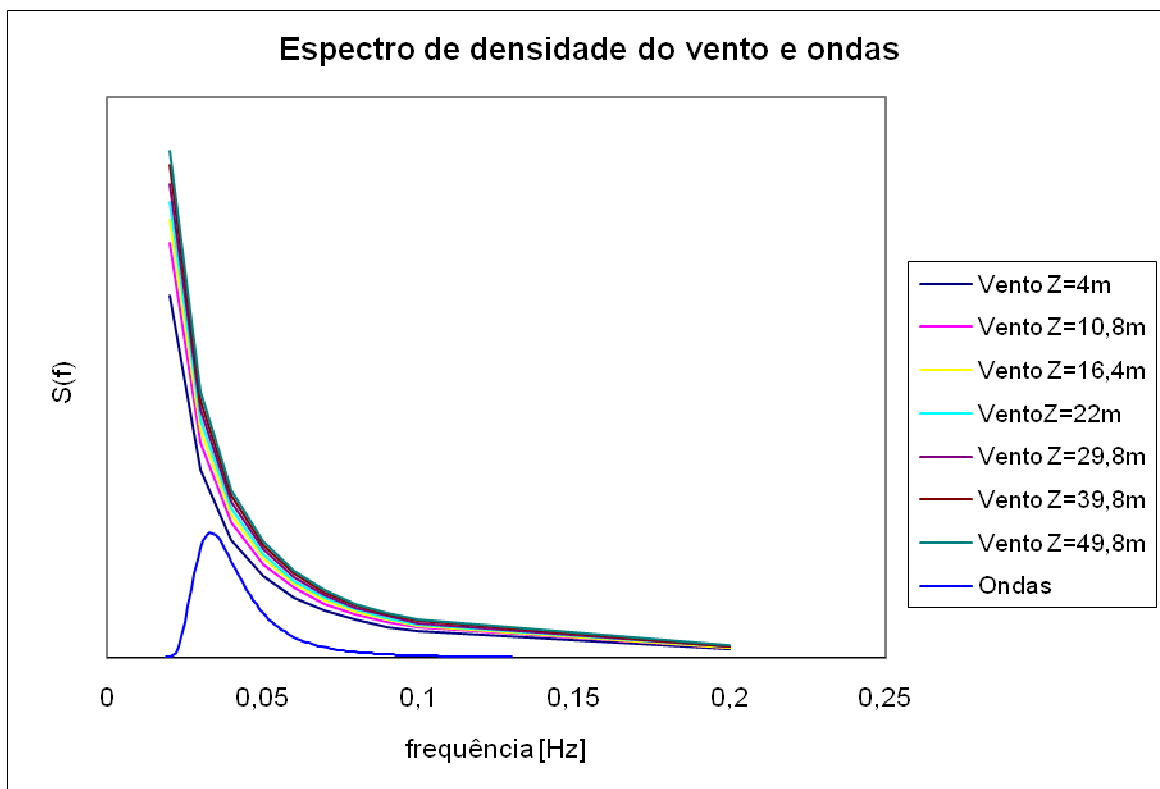


Figura 6.15 - Espectros do vento e das ondas considerados no estudo.

Na figura 6.15 encontram-se representados o espectro do vento e das ondas. As frequências dos modos de vibração são comparadas com as frequências desses espectros.

Nas tabelas 6.9 a 6.11, pm_x e pm_y são as participações de massa de translação na direcção x e na direcção y respectivamente. Como pode ser visto nessas tabelas, os modos que possuem frequências seguidas, são modos de vibração iguais, mas em direcções diferentes, pelo que as participações de massa são iguais, mas em direcções perpendiculares.

Tabela 6.9 – Modos e participação de massa. Caso 1.

Caso 1									
Sem crescimento marinho e massa adicionada					Com crescimento marinho e massa adicionada				
Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	pm_x [%]	pm_y [%]	Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	pm_x [%]	pm_y [%]
1	6,06	0,165	1,70	75,06	1	6,42	0,156	0,30	74,96
2	6,06	0,165	75,06	1,70	2	6,42	0,156	74,96	0,30
9	0,97	1,032	9,64	1,30	9	1,08	0,928	9,46	2,14
10	0,97	1,032	1,30	9,64	10	1,08	0,928	2,14	9,46
12	0,41	2,452	2,76	1,05	13	0,45	2,199	0,76	1,37
13	0,41	2,452	1,05	2,76	14	0,45	2,199	1,37	0,76
21	0,28	3,512	1,23	0,06	17	0,45	2,215	0,82	1,38
22	0,28	3,512	0,06	1,23	18	0,45	2,215	1,38	0,82
31	0,19	5,179	1,40	0,60	21	0,30	3,301	0,00	1,44
32	0,19	5,179	0,60	1,40	22	0,30	3,301	1,44	0,00
42	0,13	7,843	1,05	0,27	31	0,22	4,643	0,32	1,73
43	0,13	7,843	0,27	1,05	32	0,22	4,643	1,73	0,32
Total			96,10	96,10	40	0,14	6,908	0,22	1,16
					41	0,14	6,908	1,16	0,22
					Total			96,05	96,05

Na tabela 6.9 referente ao caso 1, pode-se verificar que o modo 1 é igual ao modo 2, mas em direcção perpendicular, assim como o modo 9 em relação ao modo 10. Os restantes modos são modos com participações muito menores na translação, porque são modos predominantemente de rotação, mas também são modos com participações iguais para as duas direcções.

De notar que a hipótese de não considerar o crescimento marinho e massa adicionada é referente a esta estrutura com este carregamento apresentar características como se estivesse localizada fora de água.

Pode-se verificar assim que, na hipótese de se considerar o crescimento marinho e a massa adicionada (estrutura dentro de água), o modo 1 e o modo 2 tem participações de massa menores do que a hipótese de não considerando o crescimento marinho e massa adicionada (estrutura fora de água), ou seja os modos em que a participação de massa de translação são maiores para cada hipótese.

Na estrutura dentro de água, também são considerados mais modos e as suas frequências são sempre mais baixas que para a estrutura fora de água.

Relativamente à comparação das frequências da estrutura em relação ao espectro de densidade do vento e das ondas, pode-se verificar que as frequências dos modos considerados correspondem a frequências em que os espectros de densidade estão em declínio com o aumento da frequência e como tal a amplificação dinâmica deverá ser relativamente pequena.

Tabela 6.10 – Modos e participação de massa. Caso 2.

Caso 2									
Sem crescimento marinho e massa adicionada					Com crescimento marinho e massa adicionada				
Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	pm_x [%]	pm_y [%]	Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	pm_x [%]	pm_y [%]
1	3,94	0,254	66,32	13,93	1	4,16	0,240	0,00	80,45
2	3,94	0,254	13,93	66,32	2	4,16	0,240	80,45	0,00
4	1,27	0,785	6,86	4,06	4	1,38	0,725	10,15	0,00
5	1,27	0,785	4,06	6,86	5	1,38	0,725	0,00	10,15
16	0,29	3,451	0,66	1,61	15	0,32	3,123	0,00	2,47
17	0,29	3,451	1,61	0,66	16	0,32	3,123	2,47	0,00
26	0,22	4,476	1,74	0,10	26	0,24	4,097	1,32	0,00
27	0,22	4,476	0,10	1,74	27	0,24	4,097	0,00	1,32
Total			95,27	95,27	Total			94,39	94,39

Na tabela 6.10 referente ao caso 2, pode-se verificar que o modo 1 é igual ao modo 2, mas em direcção perpendicular, assim como o modo 4 em relação ao modo 5. Os restantes modos são

modos com participações muito menores na translação, porque são modos predominantemente de rotação, mas também são modos com participações iguais para cada duas direcções.

Na estrutura dentro de água, o modo 1 e o modo 4 têm participações de massa maiores que na estrutura fora de água, ou seja os modos em que a participação de massa são maiores para cada hipótese.

Na estrutura fora de água as frequências dos modos de vibração considerados são sempre mais altas que para a estrutura dentro de água. São considerados a mesma quantidade de modos tanto para a estrutura dentro de água como para a estrutura fora de água.

Relativamente à comparação das frequências da estrutura em relação ao espectro de densidade do vento e das ondas, pode-se verificar que as frequências dos modos considerados correspondem a frequências em que os espectros de densidade estão em declínio com o aumento da frequência e como tal a amplificação dinâmica deverá ser relativamente pequena, mas ainda assim a frequência mais baixa considerada do caso 2 é mais alta que no caso 1 e a frequência mais alta considerada do caso 2 é mais baixa que no caso 1.

Tabela 6.11 – Modos e participação de massa. Caso 3.

Caso 3									
Sem crescimento marinho e massa adicionada					Com crescimento marinho e massa adicionada				
Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	pm_x [%]	pm_y [%]	Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	pm_x [%]	pm_y [%]
1	3,44	0,290	44,81	35,14	1	3,68	0,272	38,80	40,91
2	3,44	0,290	35,14	44,81	2	3,68	0,272	40,91	38,80
6	1,03	0,972	7,09	5,70	4	1,11	0,900	7,11	5,65
7	1,03	0,972	5,70	7,09	5	1,11	0,900	5,65	7,11
9	0,58	1,732	2,28	0,09	7	0,63	1,589	0,71	1,58
10	0,58	1,732	0,09	2,28	8	0,63	1,589	1,58	0,71
26	0,17	6,016	1,03	0,01	21	0,19	5,311	0,05	1,17
27	0,17	6,016	0,01	1,03	22	0,19	5,311	1,17	0,05
41	0,14	7,254	1,05	0,07	Total			95,95	95,95
42	0,14	7,254	0,07	1,05					
Total			97,26	97,26					

Na tabela 6.11 referente ao caso 3, pode-se verificar que o modo 1 é igual ao modo 2, mas em direcção perpendicular, assim como o modo 6 em relação ao modo 7 na situação da estrutura fora de água e o modo 4 em relação ao modo 5 para a situação de considerando a estrutura dentro

de água. Os restantes modos são modos com participações muito menores na translação, porque são modos predominantemente de rotação, mas também são modos com participações iguais para cada duas direcções.

Para este caso, tanto para a hipótese de considerando a estrutura dentro de água como para a hipótese de considerando a estrutura fora de água, as participações de massa dos primeiros dois modos na mesma direcção tem participações de massa com valores próximos nas duas direcções perpendiculares.

Na estrutura fora de água as frequências dos modos de vibração considerados são sempre mais altas que para a estrutura dentro de água. Na estrutura dentro de água, são considerados menos modos que para a estrutura fora de água.

Relativamente à comparação das frequências da estrutura em relação ao espectro de densidade do vento e das ondas, pode-se verificar que as frequências dos modos considerados correspondem a frequências em que os espectros de densidade estão em declínio com o aumento da frequência e como tal a amplificação dinâmica deverá ser relativamente pequena, mas ainda assim a frequência mais baixa considerada do caso 3 é mais alta que no caso 2 e a frequência mais alta considerada do caso 3 é mais alta que no caso 1.

6.7 Resposta da Estrutura

6.7.1 Esforços

Nas figuras 6.16 a 6.33 representa-se os diagramas de esforço transversal e momento flector, para cada uma das quatro séries, na direcção do carregamento para o caso de corrente e ondas, vento e apenas ondas. Para as quatro colunas os esforços são semelhantes pelo que apenas é exposto o resultado para uma das colunas.

Como foi visto na figura 6.4, os carregamentos das ondas e da corrente diminuem a sua intensidade com a profundidade, apresentando uma disposição exponencial ou elíptica. Visto esses carregamentos apresentarem uma disposição exponencial ou elíptica, então o diagrama de esforço transversal das colunas, devido a esses carregamentos, teoricamente apresentaria também uma

disposição exponencial ou elíptica assim como o diagrama de momento flector. O carregamento do vento apenas actua acima do nível médio da água e como tal o diagrama de esforço transversal deveria apresentar uma disposição constante em praticamente toda a coluna. O que acontece é que os carregamentos do vento e das ondas são carregamentos dinâmicos e como tal os esforços resultam de combinações modais o que fez com que, ao longo do comprimento das colunas o diagrama de esforço transversal devido, ao carregamento do vento, apresentasse uma disposição constante por elemento, mas ao longo da coluna o esforço transversal foi diminuindo linearmente. Esse efeito, também se propaga para o diagrama de momento flector que apresenta uma disposição de parábola ao longo da coluna. Relativamente aos esforços devido à corrente e ondas, esse efeito também acontece, apesar de ser de percepção mais complicada, devido ao facto dos carregamentos apresentarem uma disposição exponencial.

Os diagramas que se seguem (Figura 6.16 a 6.21) são representativos dos esforços máximos e mínimos de cada série para o caso 1. Tanto considerando a massa adicionada e o crescimento marinho, como não considerando, a disposição dos diagramas de esforços são semelhantes mas com valores diferentes.

Como se pode observar nas figuras 6.16 e 6.17 para o caso 1, o esforço transversal máximo e mínimo é maior em módulo no encastramento das colunas e menor em módulo na extremidade. Relativamente ao momento flector máximo é maior no encastramento e menor no elemento 11. Para o momento flector mínimo, os valores maiores são na extremidade. Comparando os esforços obtidos para cada série temporal, pode-se constatar que os valores são aproximados entre si, sendo a série 4 a série que resulta em maiores esforços em módulo.

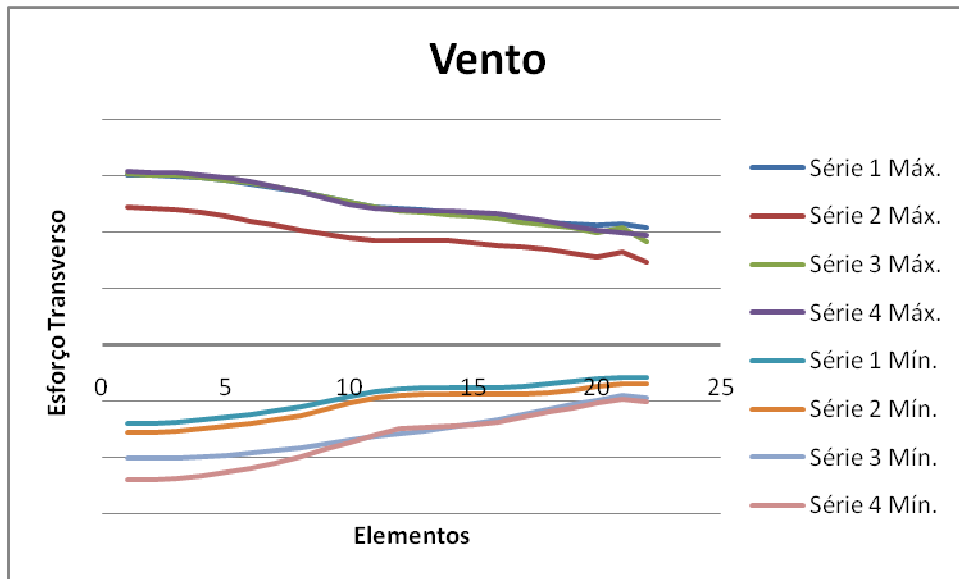


Figura 6.16 - Diagramas de esforço transverso nas colunas devido ao vento. Caso 1.

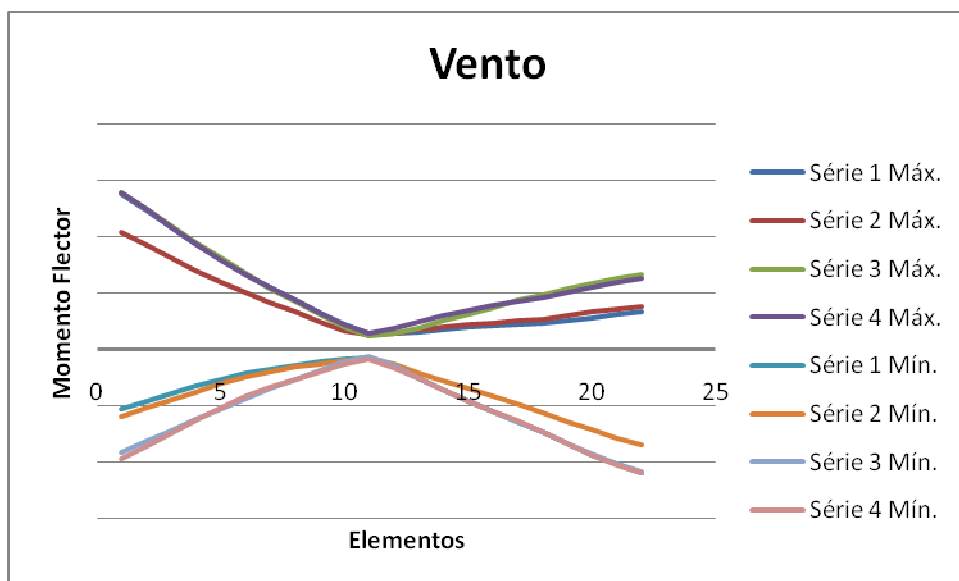


Figura 6.17 - Diagramas de momento flector nas colunas devido ao vento. Caso 1.

Em relação às ondas para o caso 1, o esforço transverso máximo e mínimo também é maior em módulo no encastramento das colunas e menor em módulo na extremidade, apesar de para a série 1 e 4, o diagrama de esforço transverso apresenta uma disposição aproximada da constante.

De notar que o esforço transversal mínimo de algumas séries tem valor positivo e também em algumas séries assume valores maiores em módulo que o esforço transversal máximo. O momento flector é maior em módulo no encastramento, á excepção dos valores mínimos das séries 2 e 3 e dos valores máximos da série 4 que apresentam um valor maior em módulo na extremidade. O momento flector em todas as séries assume o seu menor valor em módulo no elemento 11. Comparando os esforços obtidos para cada série temporal, pode-se constatar que as séries apresentam valores com um afastamento considerável entre si. (Figuras 6.18 e 6.19)

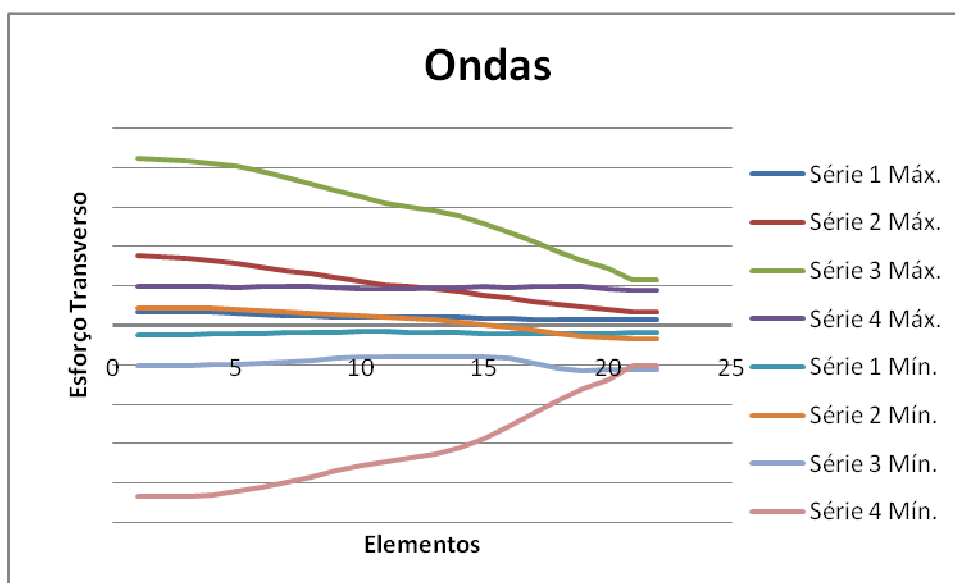


Figura 6.18 - Diagramas de esforço transversal nas colunas devido às ondas. Caso 1.

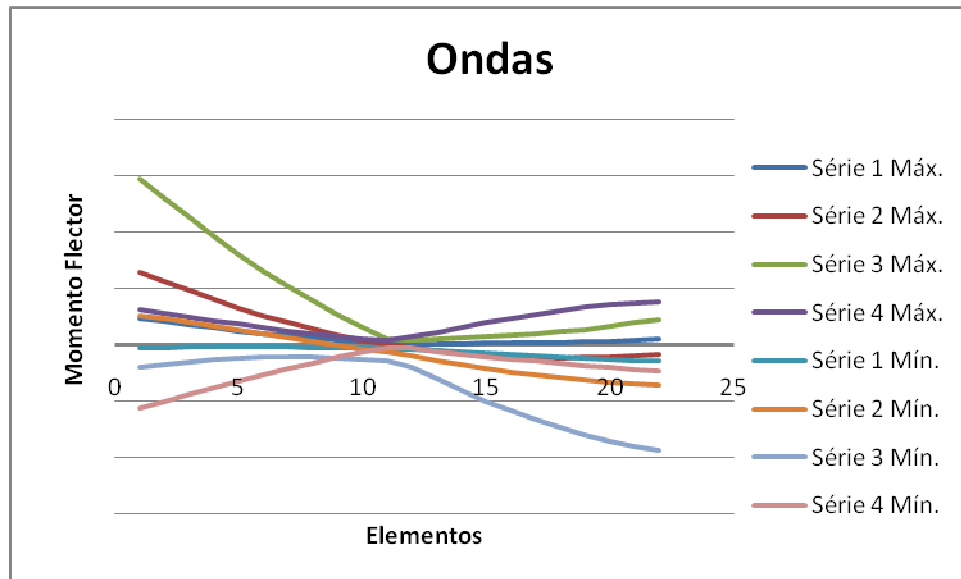


Figura 6.19 - Diagramas de momento flector nas colunas devido às ondas. Caso 1.

Como pode ser visto nas figuras 6.20 e 6.21 os diagramas de esforços devido à corrente e ondas, apresentam a mesma disposição que os diagramas de esforços devido às ondas, apenas os valores máximos são maiores em módulo e os valores mínimos são menores em módulo.

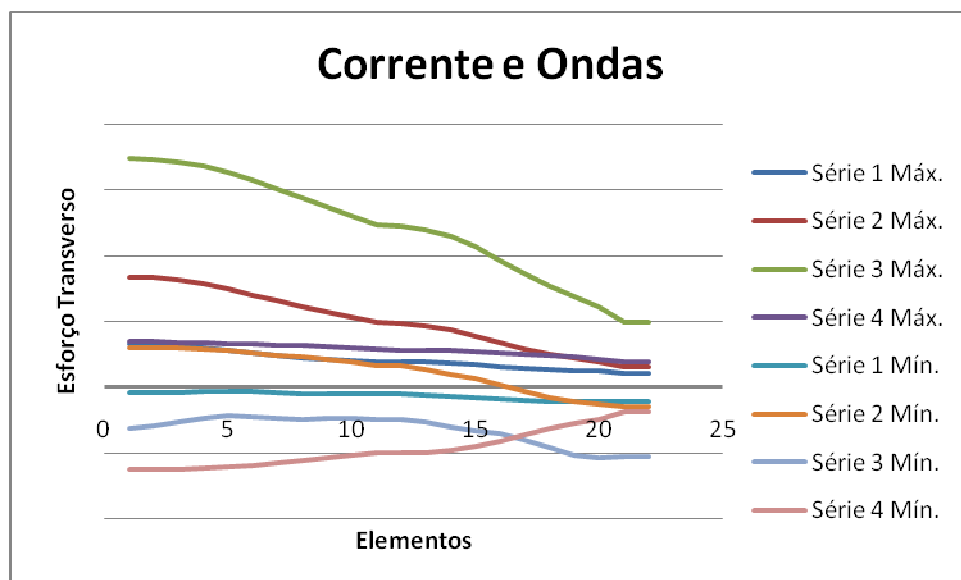


Figura 6.20 - Diagramas de esforço transverso nas colunas devido às ondas e corrente. Caso 1.

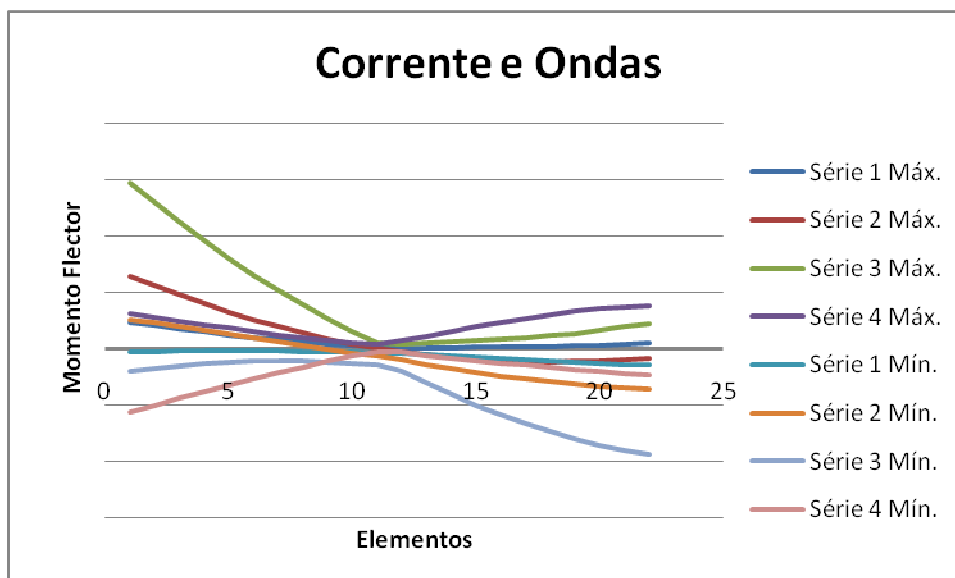


Figura 6.21 - Diagramas de momento flector nas colunas devido às ondas e corrente. Caso 1.

Os diagramas que se seguem (Figuras 6.22 a 6.27) são representativos dos esforços máximos e mínimos de cada série para o caso 2. O facto o caso 2 apresentar um contraventamento em altura a meio das colunas, representa algumas diferenças nos diagramas de esforços.

Relativamente ao vento, como pode ser visto nas figuras 6.22 e 6.23 os diagramas de esforço transversal e momento flector apresentam as mesmas características entre séries que no caso 1, apenas o facto de existir um contraventamento em altura no nó 11, faz com que o diagrama de esforço transversal apresente uma diminuição acentuada do seu valor em módulo e o diagrama de momento flector apresente perto desse nó uma inflexão, deixando assim de apresentar o seu menor valor no elemento 11. Os valores menores em módulo do momento flector localizam-se nos elementos 7 e 16.

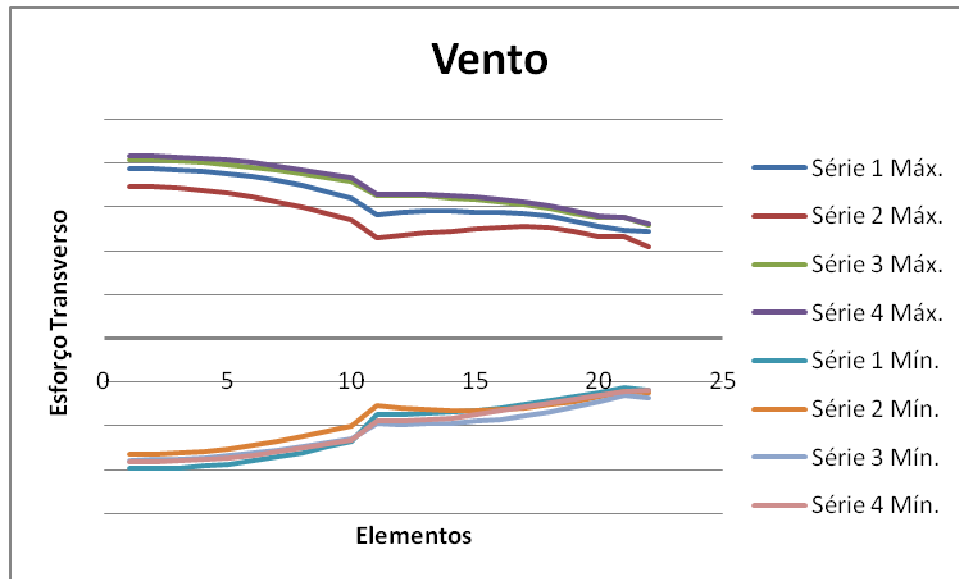


Figura 6.22 - Diagramas de esforço transversal nas colunas devido ao vento. Caso 2.

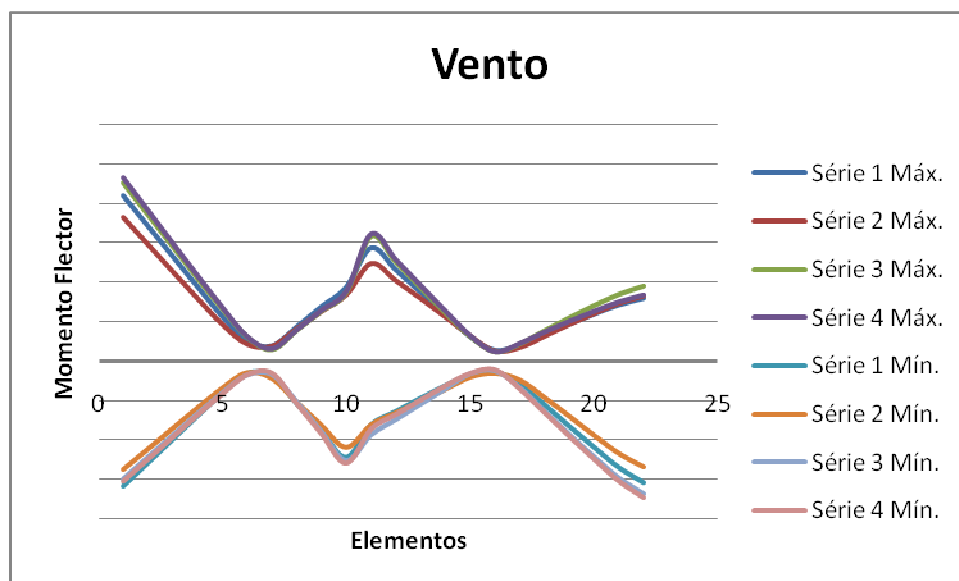


Figura 6.23 - Diagramas de momento flector nas colunas devido ao vento. Caso 2.

Relativamente aos diagramas de esforço devido às ondas, como pode ser visto nas figuras 6.24 e 6.25, também apresentam uma diminuição acentuada do esforço transversal em módulo perto do elemento 11. Em relação ao diagrama de momento flector, a inflexão ocorre para diferentes elementos consoante a série e consoante se tratar de valores máximos ou mínimos, mas essa inflexão ocorre sempre no perto do meio das colunas. Os valores mínimos em módulo do momento flector localizam-se nos elementos 7 e 15.

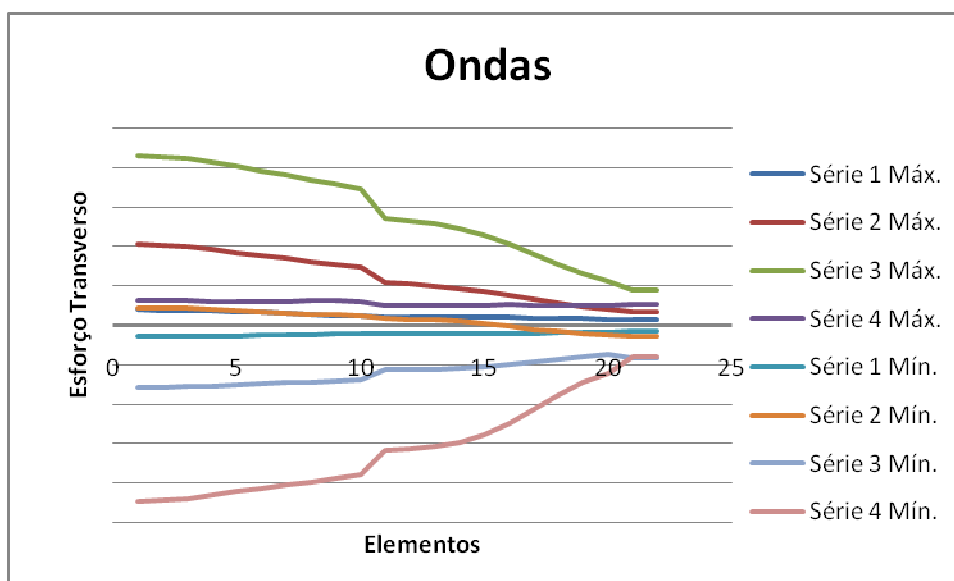


Figura 6.24 - Diagramas de esforço transverso nas colunas devido às ondas. Caso 2.

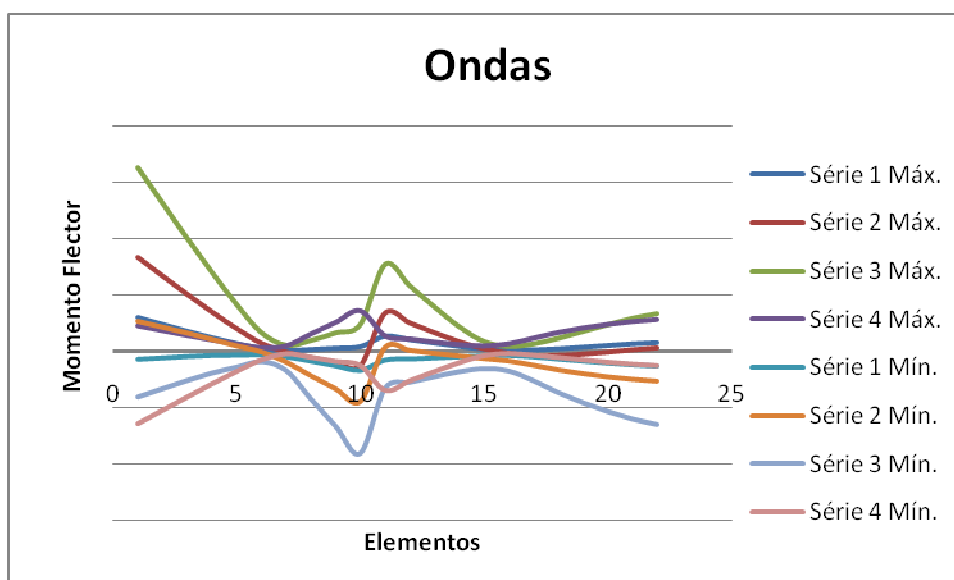


Figura 6.25 - Diagramas de momento flector nas colunas devido às ondas. Caso 2.

De acordo com as figuras 6.26 e 6.27 a relação dos diagramas de esforços devido à corrente e ondas e os diagramas de esforços devido às ondas apresenta a mesma relação que para o caso 1.

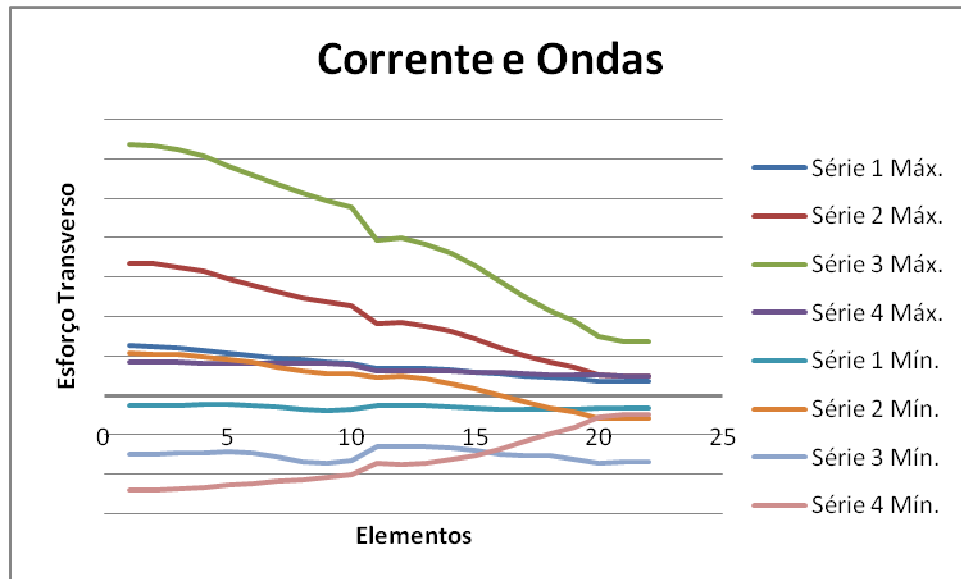


Figura 6.26 - Diagramas de esforço transverso nas colunas devido à corrente e ondas. Caso 2.

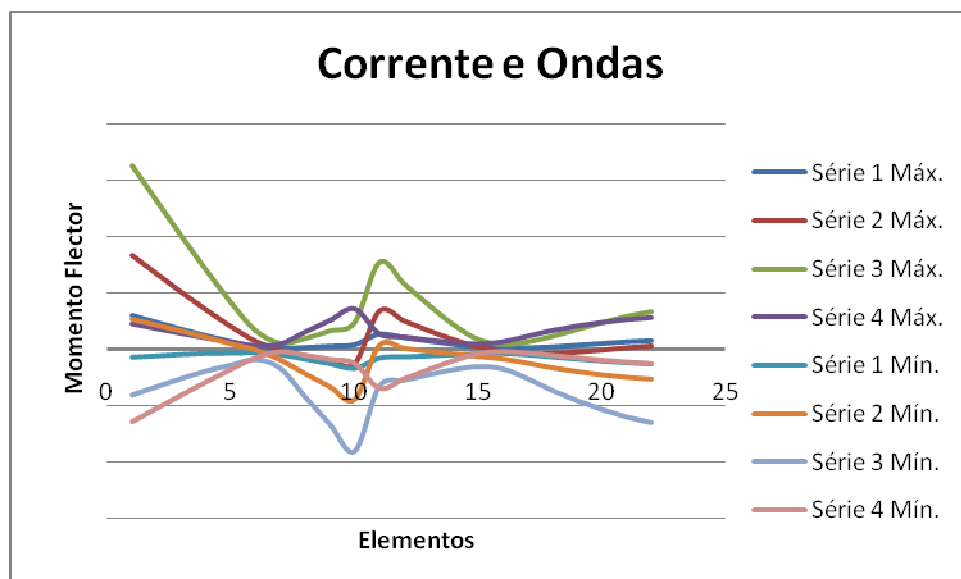


Figura 6.27 - Diagramas de momento flector nas colunas devido à corrente e ondas. Caso 2.

Os diagramas que se seguem (Figuras 6.28 a 6.33) são representativos dos esforços máximos e mínimos de cada série para o caso 3. O facto o caso 3 apresentar dois contraventamentos em altura a meio das colunas, representa algumas diferenças nos diagramas de esforços.

Relativamente ao vento, como pode ser visto nas figuras 6.28 e 6.29, os diagramas de esforço transversal e momento flector apresentam as mesmas características entre séries que no caso 2, apenas o facto de existirem dois contraventamentos em altura nos nós 8 e 15 faz com que o diagrama de esforço transversal apresente uma diminuição brusca do seu valor em módulo nesses nós e o diagrama de momento flector apresente perto desses nós uma inflexão. Os valores menores em módulo do momento flector localizam-se nos elementos 5, 11 e 18.

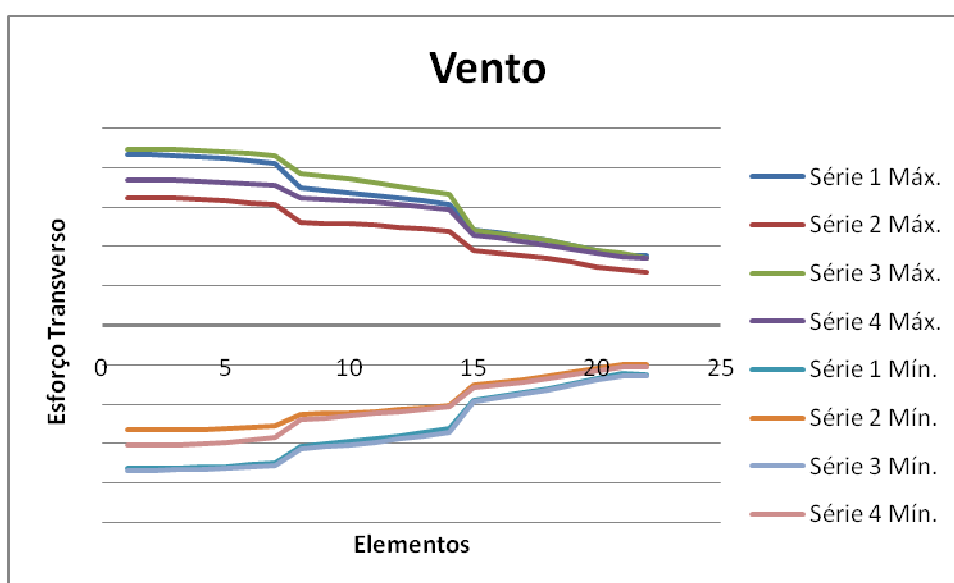


Figura 6.28 - Diagramas de esforço transversal nas colunas devido ao vento. Caso 3.

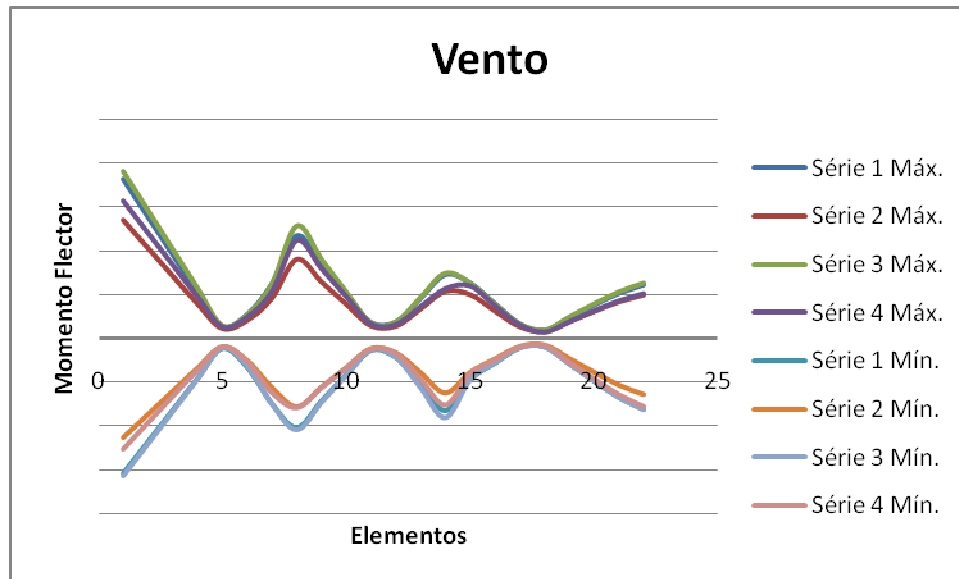


Figura 6.29 - Diagramas de momento flector nas colunas devido ao vento. Caso 3.

Relativamente aos diagramas de esforço devido às ondas, como pode ser visto nas figuras 6.30 e 3.31 também apresentam uma diminuição acentuada em módulo do esforço transversal perto dos elementos 8 e 15, à excepção dos valores máximos das séries 1 e 4 e os valores mínimos das séries 1 e 2 que apresentam uma diminuição menos acentuada. Em relação ao diagrama de momento flector, as inflexões ocorrem para diferentes elementos consoante a série e consoante se tratar de valores máximos ou mínimos. Os valores mínimos em módulo do momento flector localizam-se nos elementos 5, 11 e 18.

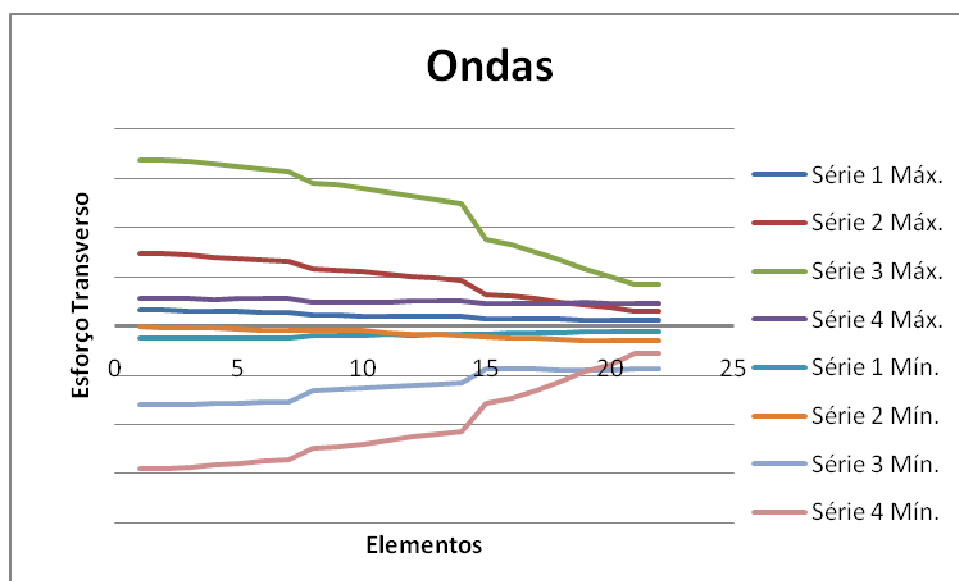


Figura 6.30 - Diagramas de esforço transversal nas colunas devido às ondas. Caso 3.

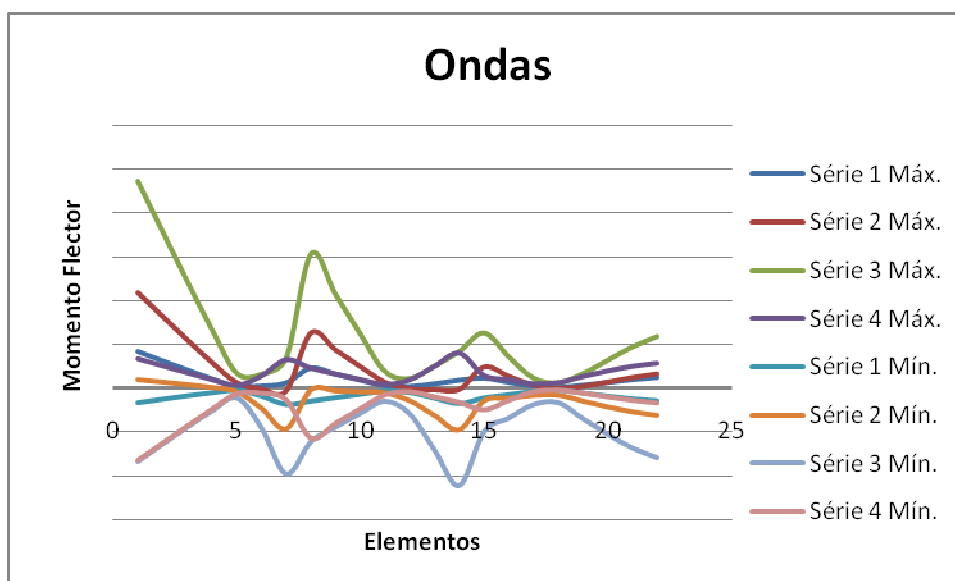


Figura 6.31 - Diagramas de momento flector nas colunas devido às ondas. Caso 3.

Comparando os esforços devido à corrente e ondas com os esforços devido às ondas, tal como foi visto para o caso 1 e caso 2, os diagramas de esforços devido à corrente e ondas, apresentam os seus esforços máximos maiores em módulo e os esforços mínimos menores em módulo.

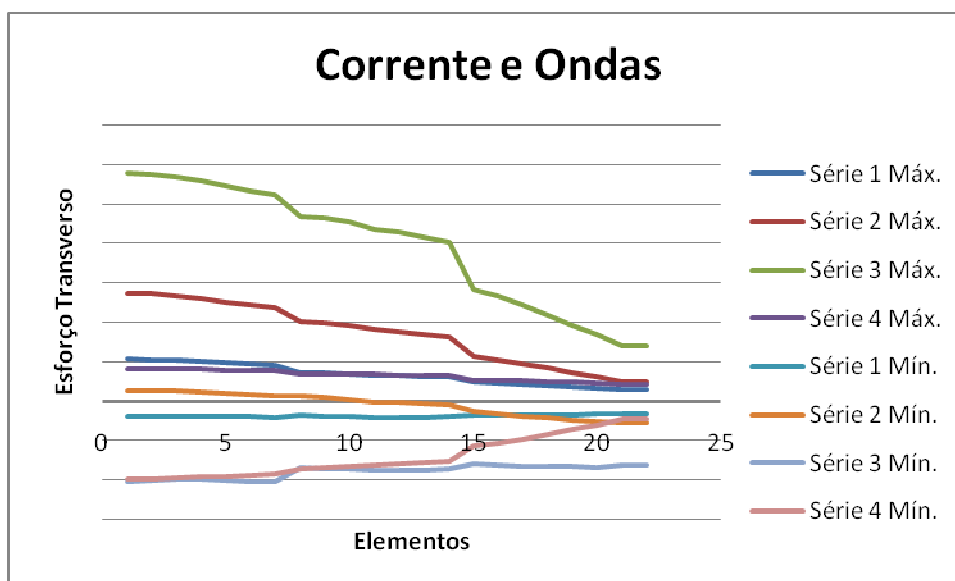


Figura 6.32 - Diagramas de esforço transverso nas colunas devido à corrente e ondas. Caso 3.

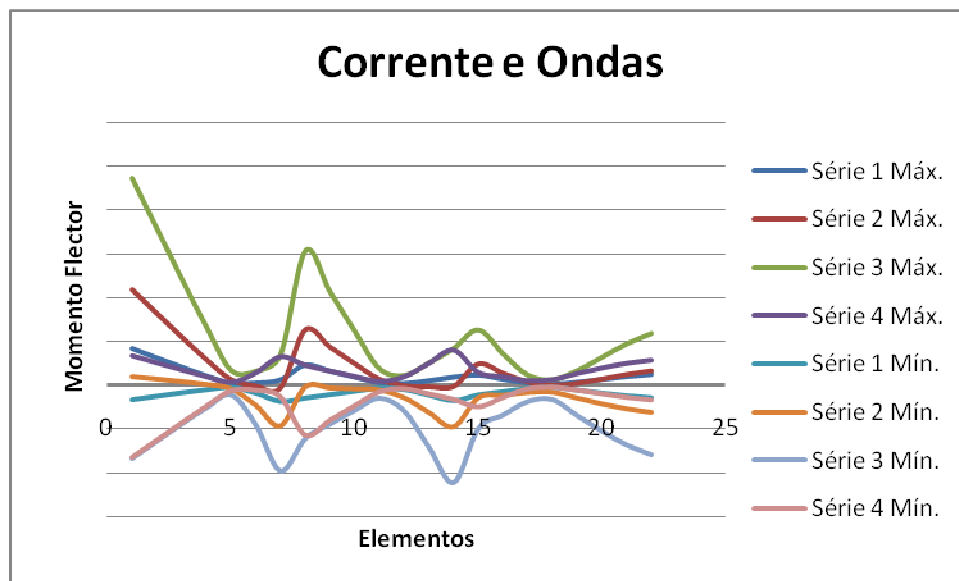


Figura 6.33 - Diagramas de momento flector nas colunas devido à corrente e ondas. Caso 3.

Nas tabelas 6.12 a 6.20 encontram-se quantificados os esforços na direcção do carregamento para algumas posições relevantes para as quatro séries temporais para cada um dos três casos e para a situação de considerando a massa adicionada e a massa de crescimento marinho e a não consideração dessas massas.

Nas tabelas 6.12 a 6.14 estão quantificados os esforços para o caso 1 na posição de encastramento (1) e no topo das colunas (22).

Tabela 6.12 – Esforços devido ao vento na direcção do carregamento. Caso 1.

		Esforços	Nós	Sem MG e AM				Com MG e AM			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Vento	Máx.	V [MN]	1	0,30	0,24	0,30	0,31	0,30	0,22	0,29	0,28
			22	0,21	0,15	0,18	0,19	0,20	0,16	0,20	0,18
		M [MN.m]	1	27,70	20,84	27,92	27,90	26,44	19,23	25,73	24,92
			22	6,59	7,62	13,23	12,58	5,28	5,57	10,83	10,35
	Mín.	V [MN]	1	-0,14	-0,16	-0,20	-0,24	-0,12	-0,12	-0,19	-0,21
			22	-0,06	-0,07	-0,10	-0,10	-0,06	-0,06	-0,08	-0,07
		M [MN.m]	1	-10,65	-11,96	-18,31	-19,46	-8,84	-8,99	-16,39	-16,08
			22	-21,91	-16,87	-21,70	-21,91	-20,45	-15,26	-20,23	-18,85

Como pode ser visto nas tabelas 6.12, 6.13 e 6.14 os esforços do vento nas colunas são extremamente pequenos quando comparados com os esforços devido às ondas e corrente e aos esforços devido apenas às ondas.

Tabela 6.13 – Esforços devido às ondas na direcção do carregamento. Caso 1.

		Esforços	Nós	Sem MG e AM				Com MG e AM			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Ondas	Máx.	V [MN]	1	3,54	17,57	42,23	9,97	3,63	17,74	42,36	11,24
			22	1,39	3,27	11,66	8,81	1,34	2,77	9,89	8,10
		M [MN.m]	1	224,73	1339,20	3640,58	976,70	223,48	1306,99	3583,52	1076,95
			22	153,52	-66,04	699,39	2535,01	143,48	-79,95	706,97	2559,99
	Mín.	V [MN]	1	-2,37	4,52	-10,36	-43,41	-2,54	4,86	-12,57	-45,74
			22	-1,84	-3,33	-11,28	-10,28	-1,50	-3,08	-9,71	-7,96
		M [MN.m]	1	-166,79	330,65	-878,63	-3906,81	-166,97	371,49	-1062,03	-4012,43
			22	-156,65	-743,41	-2321,49	-843,34	-147,85	-720,35	-2349,61	-880,07

Tabela 6.14 – Esforços devido à corrente e ondas na direcção do carregamento. Caso 1.

		Esforços	Nós	Sem MG e AM				Com MG e AM			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Corrente e Ondas	Máx.	V [MN]	1	13,25	33,42	69,66	13,78	14,01	34,16	72,18	14,37
			22	4,12	6,08	19,83	7,88	3,65	5,29	17,05	7,08
		M [MN.m]	1	938,97	2563,50	5864,96	1258,97	951,63	2539,32	5809,44	1290,09
			22	190,88	-352,21	872,54	1538,57	173,01	-375,50	903,15	1564,82
	Mín.	V [MN]	1	-1,60	11,85	-12,39	-25,03	-1,85	12,42	-12,66	-26,83
			22	-4,22	-6,00	-21,11	-7,34	-4,10	-6,33	-20,50	-6,05
		M [MN.m]	1	-111,32	1031,32	-802,21	-2261,63	-117,71	1063,27	-935,30	-2348,15
			22	-593,31	-1428,28	-3758,22	-933,22	-571,19	-1384,67	-3730,53	-930,21

Em todos os três diferentes carregamentos, na hipótese considerando o crescimento marinho e a massa adicionada (estrutura dentro de água), de um modo geral os esforços são maiores em módulo que na hipótese de não considerando o crescimento marinho e a massa adicionada (estrutura fora de água).

Nas tabelas 6.15, 6.16 e 6.17 encontram-se definidos os esforços na direcção do carregamento para o caso 2. As posições com esforços quantificados são a posição de encastramento (1), abaixo do contraventamento (11b), acima do contraventamento (11C) e no topo das colunas (22).

Tabela 6.15 – Esforços devido ao vento na direcção do carregamento. Caso 2.

		Esforços	Nós	Sem MG e AM				Com MG e AM			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Vento	Máx.	V [MN]	1	0,39	0,35	0,41	0,42	0,38	0,34	0,43	0,44
			11b	0,32	0,27	0,36	0,37	0,31	0,26	0,36	0,39
			11c	0,28	0,23	0,33	0,33	0,28	0,24	0,35	0,34
			22	0,24	0,21	0,26	0,26	0,24	0,19	0,30	0,26
		M [MN.m]	1	21,06	18,21	22,68	23,25	20,48	17,82	23,32	24,59
			11b	9,42	8,37	8,75	8,84	9,27	8,39	9,62	8,91
			11c	14,42	12,35	15,87	16,11	13,61	12,26	17,07	16,18
			22	8,03	8,23	9,55	8,40	7,28	7,81	10,63	8,71
	Mín.	V [MN]	1	-0,30	-0,26	-0,28	-0,28	-0,29	-0,26	-0,30	-0,28
			11b	-0,24	-0,20	-0,23	-0,23	-0,23	-0,20	-0,24	-0,24
			11c	-0,17	-0,15	-0,20	-0,19	-0,16	-0,15	-0,22	-0,19
			22	-0,12	-0,12	-0,14	-0,12	-0,10	-0,12	-0,15	-0,11
		M [MN.m]	1	-15,83	-13,75	-14,99	-15,21	-15,47	-13,67	-15,85	-15,39
			11b	-12,20	-10,92	-0,23	-0,23	-0,23	-0,20	-0,24	-0,24
			11c	-8,10	-8,06	-0,20	-0,19	-0,16	-0,15	-0,22	-0,19
			22	-15,39	-13,42	-16,86	-17,27	-14,66	-13,18	-18,95	-17,53

Como pode ser visto nas tabelas 6.15, 6.16 e 6.17 os esforços do vento nas colunas neste caso, também são extremamente pequenos quando comparados com os esforços devido às ondas e corrente com ondas.

Tabela 6.16 – Esforços devido às ondas na direcção do carregamento. Caso 2.

		Esforços	Nós	Sem <i>MG</i> e <i>AM</i>				Com <i>MG</i> e <i>AM</i>			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Ondas	Máx.	V [MN]	1	3,92	20,47	42,96	6,33	4,20	20,55	43,01	7,85
			11b	2,39	14,82	34,56	6,05	2,57	14,91	34,76	7,14
			11c	2,06	10,82	27,01	4,91	2,08	10,95	26,82	5,54
			22	1,48	3,36	8,83	5,49	1,35	3,07	8,32	5,11
		M [MN.m]	1	188,20	1034,27	2262,36	337,33	195,50	1035,26	2262,79	420,63
			11b	87,17	-110,73	478,34	1333,00	89,58	-83,64	558,50	1381,43
			11c	97,40	403,06	1068,63	241,26	99,50	394,23	1007,02	244,24
			22	93,17	39,45	480,36	1055,49	87,76	8,76	424,42	1087,46
	Mín.	V [MN]	1	-2,86	4,46	-15,64	-44,51	-2,97	3,42	-18,18	-46,01
			11b	-2,11	2,53	-13,73	-37,85	-2,29	1,99	-15,48	-39,14
			11c	-1,96	1,74	-11,32	-31,64	-2,10	1,68	-11,42	-32,51
			22	-1,43	-2,82	-8,14	-8,00	-1,31	-2,49	-7,04	-8,32
		M [MN.m]	1	-144,54	220,70	-850,28	-2407,60	-148,35	167,23	-979,76	-2469,62
			11b	-110,60	-578,07	-13,73	-37,85	-2,29	1,99	-15,48	-39,14
			11c	-96,38	16,19	-11,32	-31,64	-2,10	1,68	-11,42	-32,51
			22	-98,60	-353,90	-934,75	-239,26	-93,15	-343,75	-867,88	-231,27

Tabela 6.17 – Esforços devido à corrente e ondas na direcção do carregamento. Caso 2.

		Esforços	Nós	Sem <i>MG</i> e <i>AM</i>				Com <i>MG</i> e <i>AM</i>			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Corrente e Ondas	Máx.	V [MN]	1	12,62	33,55	63,67	8,60	13,67	36,23	69,96	9,69
			11b	8,14	22,73	47,84	7,78	9,27	25,42	54,40	8,50
			11c	6,76	18,10	39,27	6,11	7,50	20,51	45,49	6,61
			22	3,45	4,75	13,67	5,01	3,50	5,78	16,38	4,79
		M [MN.m]	1	604,26	1659,50	3260,56	455,65	646,30	1795,51	3588,56	513,61
			11b	88,46	-260,67	486,37	721,41	107,04	-277,40	616,55	887,19
			11c	273,76	671,67	1548,95	278,04	308,14	774,34	1803,59	276,62
			22	159,93	52,79	676,59	566,96	168,42	-33,27	681,00	778,61
	Mín.	V [MN]	1	-2,60	10,56	-15,03	-24,06	-3,44	10,89	-19,33	-29,53
			11b	-3,66	5,48	-16,61	-20,29	-4,04	5,95	-19,78	-25,55
			11c	-2,50	4,61	-12,92	-17,32	-3,50	4,96	-16,01	-21,75
			22	-3,09	-5,70	-16,86	-4,73	-3,26	-4,84	-16,49	-6,88
		M [MN.m]	1	-131,43	538,09	-810,85	-1290,14	-175,01	554,36	-1050,61	-1588,66
			11b	-328,17	-898,49	-16,61	-20,29	-4,04	5,95	-19,78	-25,55
			11c	-144,99	71,58	-12,92	-17,32	-3,50	4,96	-16,01	-21,75
			22	-250,85	-536,10	-1300,50	-259,08	-278,74	-643,64	-1564,91	-250,72

Em todos os três diferentes carregamentos, na hipótese considerando o crescimento marinho e a massa adicionada (estrutura dentro de água), para este caso, também de um modo geral os esforços são maiores em módulo que na hipótese de não considerando o crescimento marinho e a massa adicionada (estrutura fora de água).

Nas tabelas 6.18 a 6.20 encontram-se definidos os esforços na direcção do carregamento para o caso 3. Estão quantificados os esforços para a posição de encastramento (1), abaixo do primeiro contraventamento (8b), acima do primeiro contraventamento (8C), abaixo do segundo contraventamento (15b), acima do segundo contraventamento (15c) e no topo das colunas (22).

Tabela 6.18 – Esforços devido ao vento na direcção do carregamento. Caso 3.

		Esforços	Nós	Sem <i>MG</i> e <i>AM</i>				Com <i>MG</i> e <i>AM</i>			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Vento	Máx.	V [MN]	1	0,87	0,65	0,89	0,74	0,51	0,35	0,54	0,48
			8b	0,82	0,61	0,86	0,71	0,46	0,32	0,50	0,45
			8c	0,70	0,52	0,77	0,65	0,34	0,27	0,42	0,39
			15b	0,62	0,48	0,66	0,59	0,33	0,25	0,38	0,35
			15c	0,48	0,38	0,48	0,46	0,31	0,23	0,34	0,29
			22	0,35	0,27	0,34	0,34	0,26	0,19	0,25	0,24
		M [MN.m]	1	36,37	27,17	38,16	31,42	20,55	14,30	22,36	20,14
			8b	12,45	9,15	12,36	10,67	7,23	4,63	7,19	0,78
			8c	23,45	18,12	25,64	22,36	12,30	9,15	14,31	1,68
			15b	14,55	10,74	14,83	11,35	6,60	4,95	6,65	5,87
			15c	12,64	9,98	12,50	12,00	8,82	6,41	9,43	8,10
			22	12,22	9,89	12,58	10,24	6,75	4,92	7,19	6,35
	Mín.	V [MN]	1	-0,73	-0,53	-0,74	-0,61	-0,40	-0,26	-0,40	-0,34
			8b	-0,70	-0,51	-0,71	-0,57	-0,36	-0,24	-0,36	-0,30
			8c	-0,61	-0,45	-0,63	-0,48	-0,28	-0,21	-0,28	-0,25
			15b	-0,53	-0,41	-0,54	-0,42	-0,25	-0,19	-0,25	-0,23
			15c	-0,38	-0,31	-0,39	-0,31	-0,21	-0,15	-0,22	-0,20
			22	-0,25	-0,20	-0,26	-0,21	-0,14	-0,10	-0,15	-0,13
		M [MN.m]	1	-30,85	-22,59	-31,41	-25,39	-16,02	-10,48	-16,34	-13,81
			8b	-14,88	-11,11	-15,03	-12,38	-9,14	-6,20	-9,41	-8,04
			8c	-20,35	-15,53	-20,92	-15,87	-9,35	-7,26	-9,42	-8,74
			15b	-16,49	-12,38	-18,15	-15,22	-8,06	-6,25	-9,84	-9,12
			15c	-9,36	-7,64	-9,52	-8,00	-5,54	-4,05	-5,86	-5,24
			22	-16,22	-12,73	-16,33	-15,57	-10,88	-7,77	-11,76	-10,29

Como pode ser visto nas tabelas 6.18, 6.19 e 6.20 os esforços do vento nas colunas neste caso, também são extremamente pequenos quando comparados com os esforços devido às ondas e corrente mais ondas.

Tabela 6.19 – Esforços devido às ondas na direcção do carregamento. Caso 3.

		Esforços	Nós	Sem MG e AM				Com MG e AM			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Ondas	Máx.	V [MN]	1	6,31	29,45	67,49	10,95	4,93	24,53	52,59	7,04
			8b	5,51	25,99	62,72	11,01	3,99	20,68	47,07	7,04
			8c	4,30	23,03	58,04	9,66	2,71	17,66	42,42	5,85
			15b	3,88	18,57	49,57	9,90	2,77	13,67	35,47	6,48
			15c	3,04	12,94	35,00	8,95	2,38	9,77	25,77	6,09
			22	2,13	6,11	16,64	9,22	1,62	3,60	9,49	6,29
		M [MN.m]	1	252,21	1190,38	2809,42	467,28	188,07	960,83	2128,44	285,59
			8b	90,45	15,26	541,35	964,90	68,88	-52,28	371,04	109,45
			8c	142,19	732,87	1909,80	344,97	98,46	549,88	1382,01	26,61
			15b	93,55	51,29	620,95	1160,72	57,48	-47,84	388,25	1005,34
			15c	79,66	279,87	771,01	284,65	66,18	199,13	536,40	200,84
			22	98,63	213,42	682,69	771,73	79,86	100,84	349,55	624,51
	Mín.	V [MN]	1	-5,13	-0,50	-32,04	-58,12	-3,74	3,62	-21,65	-52,51
			8b	-4,83	-1,75	-30,65	-54,23	-3,37	2,39	-20,34	-48,24
			8c	-3,99	-1,62	-26,21	-49,70	-2,50	2,47	-16,74	-43,69
			15b	-3,51	-3,76	-22,93	-42,73	-2,49	0,80	-14,09	-36,56
			15c	-3,15	-4,52	-17,41	-31,31	-2,52	-1,06	-10,39	-28,17
			22	-2,11	-6,11	-17,55	-11,12	-1,91	-3,88	-10,45	-7,61
		M [MN.m]	1	-212,44	-46,51	-1351,01	-2421,72	-148,33	136,69	-893,15	-2163,76
			8b	-108,97	-487,33	-1122,10	-185,16	-87,11	-411,51	-894,00	-123,10
			8c	-126,72	-109,61	-870,74	-1626,37	-81,02	58,43	-535,88	-1409,58
			15b	-100,54	-526,43	-1354,92	-237,44	-63,59	-395,89	-978,63	-140,33
			15c	-85,76	-170,58	-536,45	-655,54	-68,99	-83,59	-293,16	-568,42
			22	-92,71	-361,44	-976,73	-333,15	-69,21	-243,93	-639,68	-214,23

Tabela 6.20 – Esforços devido à corrente e ondas na direcção do carregamento. Caso 3.

		Esforços	Nós	Sem MG e AM				Com MG e AM			
				Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Corrente e Ondas	Máx.	V [MN]	1	21,24	54,78	115,65	16,40	18,15	48,15	94,42	11,73
			8b	17,99	47,16	104,76	15,81	14,69	40,36	82,65	11,33
			8c	14,49	40,16	93,85	13,83	11,31	33,25	70,89	9,59
			15b	12,18	32,49	80,22	13,04	9,28	26,14	59,25	9,14
			15c	9,62	22,46	56,46	10,60	7,89	18,72	43,28	7,58
			22	5,71	10,01	27,90	8,61	4,26	6,84	18,12	6,18
		M [MN.m]	1	833,56	2180,43	4729,56	683,57	690,84	1880,52	3767,50	478,69
			8b	130,01	-67,59	694,90	661,46	74,28	-167,92	394,70	72,24
			8c	461,19	1260,03	3064,93	465,76	348,07	1020,33	2267,03	40,22
			15b	188,45	-33,70	840,27	813,20	98,35	-170,78	473,38	668,93
			15c	234,81	481,20	1266,62	298,42	193,80	388,80	948,06	221,18
			22	249,72	320,61	1183,05	580,76	186,05	185,99	777,00	457,03
	Mín.	V [MN]	1	-7,65	4,97	-40,69	-39,59	-4,09	11,28	-22,73	-34,39
			8b	-8,23	2,69	-40,80	-37,26	-4,88	8,37	-23,83	-31,72
			8c	-7,46	2,44	-33,93	-34,35	-4,18	8,12	-19,98	-28,55
			15b	-8,05	-1,64	-34,63	-30,65	-5,20	3,38	-21,83	-25,09
			15c	-7,25	-5,28	-31,63	-22,73	-5,40	-1,32	-21,43	-19,75
			22	-6,21	-10,80	-32,28	-9,14	-4,89	-7,99	-22,69	-6,48
		M [MN.m]	1	-321,08	210,40	-1668,40	-1655,76	-161,80	467,91	-936,00	-1417,84
			8b	-358,77	-914,29	-1953,05	-273,39	-307,28	-811,75	-1614,99	-198,49
			8c	-285,38	-22,84	-1218,88	-1146,71	-167,73	188,59	-726,44	-943,20
			15b	-339,56	-933,46	-2215,93	-329,65	-258,10	-762,47	-1659,29	-222,36
			15c	-218,20	-271,24	-995,38	-497,89	-174,16	-177,65	-733,83	-420,39
			22	-279,37	-603,37	-1583,82	-342,93	-212,81	-458,15	-1107,17	-231,66

Para os carregamentos das ondas, vento e ondas com corrente os esforços de uma forma geral são maiores para a hipótese da estrutura fora de água que dentro de água. Pode-se constatar que a corrente assume uma importância significativa na acção hidrodinâmica e que o efeito do vento nas colunas para todos os casos é extremamente pequeno quando comparado com os efeitos hidrodinâmicos.

Comparando os três casos entre si por séries temporais, pode-se constatar que a aleatoriedade das séries temporais constitui um factor determinante na obtenção dos diagramas de esforços. Comparando os valores dos esforços do caso 1 com o caso 2, para a posição 1 e 22, quando o caso que possui maiores esforços não depende das séries temporais, tanto o caso 1 como o caso 2 podem ter os esforços mais altos. Comparando os esforços para a posição 1 e 22 do caso 2 com o caso 3, verifica-se que quando não depende das séries temporais, o caso 3 apresenta sempre os esforços

maiores. Em termos de valores absolutos obtidos neste estudo, devido ao vento, o caso 3 foi o que apresentou os esforços máximos em módulo. Devido apenas às ondas e à corrente com ondas o caso 1 obteve o maior momento flector em módulo e o caso 3 obteve o maior esforço transversal em módulo. Em relação aos menores esforços em módulo foram obtidos com maior predominância para o caso 2.

Outro factor interessante é o facto dos carregamentos hidrodinâmicos apresentarem esforços consideravelmente diferentes de série para série, ao contrário dos carregamentos do vento que apresentam esforços mais aproximados de série para série. Esse efeito provavelmente acontece devido a duas razões, a primeira deve-se ao facto de apenas duas parcelas da força do vento em três possíveis serem de carácter aleatório, ao contrário das ondas em que a sua força é toda ela constituída por parcelas com carácter aleatório, a segunda razão é o facto do carregamento hidrodinâmico ser aplicado num comprimento extremamente grande resultando na propagação da aleatoriedade das séries temporais por um comprimento elevado (200 metros).

6.7.2 Deslocamentos

Na figura 6.34 encontra-se a configuração da deformada da estrutura, para os 3 diferentes casos, na direcção do carregamento.

De notar que na figura as deformadas encontram-se majoradas.

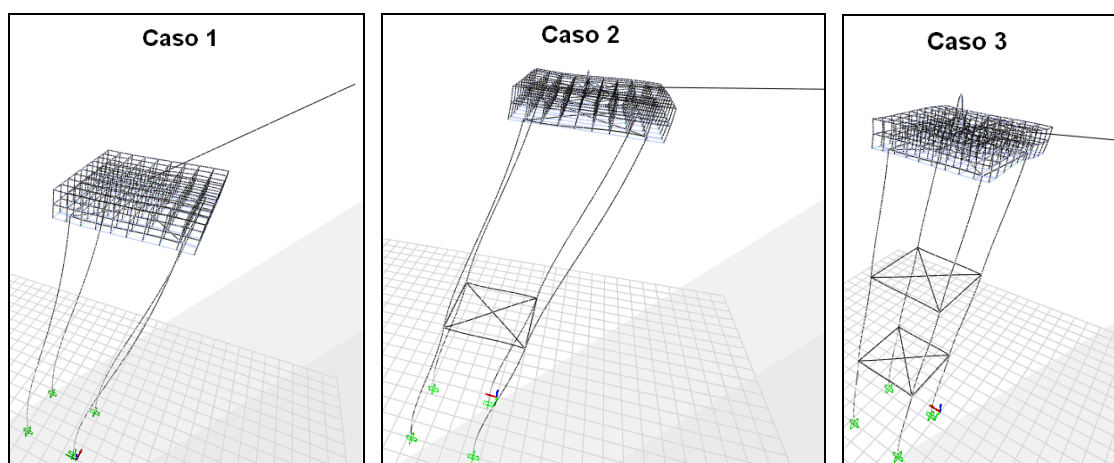


Figura 6.34 - Deformadas devido ao carregamento.

Na tabela 6.21 pode ser visto os deslocamentos máximos e mínimos no topo das colunas para as quatro séries devido ao vento.

Tabela 6.21 – Deslocamentos no topo das colunas na direcção do carregamento devido ao vento.

			Vento [m]			
			Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Sem <i>MG</i> e <i>AM</i>	Caso 1	Máx.	0,02	0,01	0,02	0,02
		Mín.	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
	Caso 2	Máx.	0,01	0,01	0,01	0,01
		Mín.	-0,01	0,00	-0,01	-0,01
	Caso 3	Máx.	0,01	0,01	0,01	0,01
		Mín.	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
Com <i>MG</i> e <i>AM</i>	Caso 1	Máx.	0,02	0,01	0,02	0,02
		Mín.	0,00	-0,01	-0,01	-0,01
	Caso 2	Máx.	0,01	0,01	0,01	0,01
		Mín.	-0,01	0,00	-0,01	-0,01
	Caso 3	Máx.	0,01	0,00	0,01	0,01
		Mín.	0,00	0,00	-0,01	-0,01

Na tabela 6.22 pode-se ver os deslocamentos máximos e mínimos no topo das colunas para as quatro séries devido às ondas.

Tabela 6.22 – Deslocamentos no topo das colunas na direcção do carregamento devido às ondas.

			Ondas [m]			
			Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Sem <i>MG</i> e <i>AM</i>	Caso 1	Máx.	0,15	0,80	2,37	0,72
		Mín.	-0,10	0,18	-0,61	-2,63
	Caso 2	Máx.	0,06	0,34	0,82	0,14
		Mín.	-0,05	0,06	-0,35	-0,96
	Caso 3	Máx.	0,07	0,40	1,02	0,17
		Mín.	-0,07	-0,05	-0,47	-0,86
Com <i>MG</i> e <i>AM</i>	Caso 1	Máx.	0,14	0,77	2,35	0,78
		Mín.	-0,09	0,20	-0,68	-2,68
	Caso 2	Máx.	0,06	0,34	0,81	0,16
		Mín.	-0,05	0,06	-0,36	-0,96
	Caso 3	Máx.	0,05	0,29	0,71	0,17
		Mín.	-0,04	0,04	-0,28	-0,96

Na tabela 6.23 pode ser visto os deslocamentos máximos e mínimos no topo das colunas para as quatro séries devido à corrente e ondas.

Tabela 6.23 – Deslocamentos no topo das colunas na direcção do carregamento devido à corrente e ondas.

			Corrente e ondas [m]			
			Série 1	Série 2	Série 3	Série 4
Sem <i>MG</i> e <i>AM</i>	Caso 1	Máx.	0,58	1,54	3,79	0,87
		Mín.	-0,08	0,63	-0,57	-1,54
	Caso 2	Máx.	0,19	0,54	1,13	0,18
		Mín.	-0,05	0,18	-0,34	-0,49
	Caso 3	Máx.	0,25	0,68	1,62	0,24
		Mín.	-0,12	0,04	-0,59	-0,60
Com <i>MG</i> e <i>AM</i>	Caso 1	Máx.	0,57	1,51	3,74	0,89
		Mín.	-0,08	0,65	-0,63	-1,58
	Caso 2	Máx.	0,22	0,61	1,28	0,19
		Mín.	-0,06	0,20	-0,40	-0,63
	Caso 3	Máx.	0,19	0,54	1,16	0,21
		Mín.	-0,05	0,15	-0,31	-0,63

Ao analisar os quadros 6.21, 6.22 e 6.23 pode ser constatado que os deslocamentos devido ao vento são muito menores que os das ondas e corrente com ondas. Os deslocamentos devido à corrente mais ondas são de uma forma geral bastante elevados quando comparado com os deslocamentos devido às ondas.

De uma forma geral, quando é considerada a massa de crescimento marinho e a massa adicionada ocorre menores deslocamentos. No caso dos deslocamentos, a aleatoriedade das séries não apresenta um factor tão decisivo como para os esforços, mas ainda assim causa algum impacto. De um modo geral o caso 1 resulta em maiores deslocamentos e o caso 2 é o caso que resulta em menores deslocamentos.

Na determinação dos deslocamentos devido a acção hidrodinâmica, também se verificou consideráveis diferenças entre os esforços obtidos com diferentes séries temporais. Em relação aos esforços obtidos devido ao vento essas diferenças entre séries temporais foram relativamente pequenas.

7 Conclusões

Na realização deste estudo, pretendeu-se estudar e quantificar a resposta dinâmica (esforços e deslocamentos) da subestrutura de uma plataforma offshore de betão armado, localizada a 10 km da costa da Caparica, sob a acção dinâmica das ondas e vento e a acção da corrente, que apesar de ser uma acção constante ao longo do tempo, também foi estudada a sua influência na resposta dinâmica por a corrente ser quantificada pela sua velocidade. De notar que a acção do vento foi aplicada acima do nível médio da água e as acções hidrodinâmicas foram aplicadas abaixo do nível médio da água.

As acções dinâmicas foram quantificadas através de espectros de resposta que foram transformados em quatro séries temporais, através da transformada inversa discreta de Fourier. Neste estudo também se pretendeu quantificar a influência da aleatoriedade das séries temporais na resposta dinâmica da estrutura.

A resposta dinâmica foi obtida para três diferentes concepções estruturais de uma plataforma offshore. Pretendeu-se assim estudar também a influencia dos contraventamentos da subestrutura na resposta dinâmica da estrutura. O caso 1 não possuía contraventamentos, o caso 2 possuía contraventamentos num nível e o caso 3 possuía contraventamentos em dois níveis.

Outro factor que se pretendeu estudar, foi o facto de comparar a resposta da estrutura com a massa adicionada e com o crescimento marinho com a resposta da estrutura se não fosse considerada a massa adicionada e o crescimento marinho. No fundo pretendeu-se perceber as diferenças do comportamento da estrutura sob uma acção dinâmica entre o meio marítimo e o meio terrestre.

Neste estudo concluiu-se que a acção do vento não causa grande efeito na subestrutura da plataforma, quando comparado com o efeito causado pelas ondas. Comparando o efeito das ondas e corrente com o efeito da consideração somente das ondas, concluiu-se que a corrente causa um efeito importante na resposta da estrutura, mas deve ser tido em conta que no presente estudo na quantificação da acção da corrente, para alguns tipos de correntes, foi considerado valores máximos da acção da corrente. Nessa perspectiva na implantação de uma plataforma offshore numa localização deverá ser quantificada correctamente a acção da corrente.

Relativamente à quantificação das acções dinâmicas por séries temporais, conclui-se que os valores obtidos para as acções das ondas são consideravelmente diferentes entre séries temporais. Nas acções do vento não existem diferenças tão consideráveis, o que permite concluir que o facto da aleatoriedade das ondas se propagar ao longo de 200 metros é determinante, sendo assim sugere-se que na implantação de uma plataforma offshore numa localização deverá ser gerada uma maior quantidade de séries temporais na quantificação da acção hidrodinâmica.

Em relação às diferenças entre os três casos considerados com diferentes contraventamentos, concluiu-se que a estrutura que apresenta de uma forma geral uma menor resposta é o caso 2, com contraventamentos num nível a meio da subestrutura. Relativamente aos outros dois casos, de uma forma geral, o caso 1 apresentou maiores deslocamentos e o caso 3 juntamente com o caso 1 apresentou maiores esforços. A nível de concepção consegue-se concluir que uma solução com contraventamentos apenas num nível a meio da subestruturas apresenta a melhor solução. O maior valor em módulo de esforço transversal obtido devido ao vento foi de 0,89 MN no caso 3, devido às ondas foi de 67,49 MN no caso 3 e devido à corrente com ondas foi de 115,65 MN no caso 3. O maior valor em módulo de momento flector devido ao vento foi de 38,16 MN no caso 3, devido às ondas foi de 4012,43 MN.m no caso 1 e devido à corrente com ondas foi de 5864,96 MN.m para o caso 1. Relativamente aos deslocamentos, os maiores valores em módulo foram obtidos para o caso 1 e foram de 0,02 metros devido ao vento, 2,68 metros devido às ondas e 3,79 metros devido à corrente e ondas.

Relativamente ao estudo da influencia do meio marítimo na resposta da estrutura, concluiu-se que o meio marítimo aumenta a inércia da estrutura, resultando em menores deslocamentos e em menores esforços do que num meio terrestre, sob as mesmas acções dinâmicas.

7.1 Limitações do Estudo

Como foi mencionado ao longo deste estudo, houve algumas limitações que poderão por em causa a consistência do estudo.

Entre as quais, o facto de terem sido aplicadas as cargas ambientais em apenas uma direcção. Na realidade o carregamento ambiental pode actuar em apenas uma direcção horizontal, mas também poderá actuar nas duas direcções horizontais em simultâneo.

Outro aspecto importante é que não foi estudado o efeito de vórtices na resposta dinâmica da estrutura, assim como não foi considerado o efeito de forças de elevação.

Outro factor não considerado foi o efeito de grupo e o efeito de rasto que minimizava a velocidade da corrente para todas as colunas, ou apenas para as colunas que estão atrás de outras colunas, na perspectiva da direcção e sentido da corrente. Esse factor não foi considerado, por esses efeitos dependerem da formação de vórtices.

Foram também considerados os valores da velocidade da corrente máximos usualmente utilizados no estudo de plataformas offshore, podendo esses valores de velocidade não corresponder à realidade no local em que foi estudada a estrutura.

O convés da plataforma não teve uma grande pormenorização de concepção, visto o objectivo do estudo ser o da obtenção da resposta apenas para a subestrutura para diferentes casos e hipóteses de concepção e como tal apenas interessou, a rigidez e a massa do convés para esse efeito.

A falta de dados ambientais e a indisponibilidade por parte de entidades que estudam a exposição ambiental de Portugal prejudicaram a melhor quantificação das acções ambientais.

Neste estudo foi considerado que as fundações da plataforma se encontravam encastradas no bed rock, coisa que poderá não se verificar e como tal não foi considerada a influência da rigidez das fundações no comportamento dinâmico da estrutura.

Mesmo tendo estas limitações, este estudo possibilita uma boa análise comparativa de diferentes concepções estruturais deste tipo de plataformas e também uma boa percepção do tipo de resposta que estas estruturas poderão ter pelo facto de estarem dentro de água, visto a concepção deste tipo de estruturas não ser frequente em Portugal e até o facto de este país carecer de bibliografia e estudos destas estruturas.

7.2 Recomendações para Pesquisa Futura

Dada a carência de estudos de plataformas offshore em Portugal em detrimento de países com forte prospecção de petróleo é um pouco complicado fazer recomendações para uma pesquisa futura, mas dado que ao que tudo indica, poderá vir a haver a concepção de plataformas offshore eólicas, seria interessante estudar plataformas eólicas offshore com a mesma tecnologia de concepção que plataformas petrolíferas.

Em relação a estudos em plataformas petrolíferas, seria interessante um estudo das implicações de vórtices no comportamento dinâmico da estrutura. Outro estudo interessante deveria ser o estudo de plataformas com subestrutura em aço em vez de betão armado como foi o âmbito deste presente estudo.

Neste estudo foi considerado que a plataforma se encontrava no encastrada no fundo marítimo e como tal poderia ser interessante num estudo futuro considerar a influência de diferente rigidez na fundação da plataforma.

Outros estudos importantes mais relacionados com o tipo de plataforma considerada neste estudo, fará sentido estudar a influência da profundidade ao fundo do mar na resposta dinâmica da estrutura, já para não falar na influência de diferentes tipos de onda nessa resposta.

A comparação de diferentes aspectos de concepção de plataformas offshore também poderá ser interessante como por exemplo o número de colunas da plataforma.

Como foi referido, não existem muitos estudos em Portugal sobre este tipo de plataformas e como tal bastantes estudos seriam interessantes, mas as sugestões referidas acima estão mais próximas do que se pretendeu com este estudo.

Bibliografia

- [1] **A Pesquisa de Petróleo em Portugal** [Em linha]. [Consultado em 12 de Outubro de 2009], em DGGE: <URL:http://www.dgge.pt/dpep/pt/history_pt.htm>.
- [2] Vasconcelos, Sofia. **Offshore marcará crescimento português na eólica depois de 2015** [Em linha]. [Consultado em 13 de Outubro de 2009], em Ambiente Online: <URL:<http://www.ambienteonline.pt/noticias/detalhes.php?id=6983>>.
- [3] **Como funciona a prospecção de petróleo no mar** [Em linha]. [Consultado em 11 de Outubro de 2009], em how stuff Works: <URL:<http://ciencia.hsw.uol.com.br/exploracao-petroleo-mar10.htm>>.
- [4] Computers and Structures. **SAP 2000 Advanced 14.0.0.**
- [5] **Image001** [Em linha]. [Consultado em 15 de Outubro de 2009], em nefte: <URL: <http://nefte.ru/events/november/image001.jpg>>.
- [6] Ribeiro, Ana Tomás. **Mais 400 milhões para petróleo em Portugal.** 19 de Abril de 2007, Diário de Notícias.
- [7] **explorstatus_hres_pt** [Em linha]. [Consultado em 12 de Outubro de 2009], em DGGE: <URL:http://www.dgge.pt/dpep/pt/info_pt/explorstatus_hres_pt.jpg>.
- [8] Costa, André. **Tipos de Plataformas Offshore.**
- [9] **S0100001** [Em linha]. [Consultado em 15 de Outubro de 2009], em Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: <URL: <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/ESDEP/media/wg15a/s0100001.jpg>>.
- [10] **202** [Em linha]. [Consultado em 15 de Outubro de 2009], em Oil rig photos: <URL:<http://www.oilrig-photos.com/picture/number202.asp>>.

- [11] **27011-004-EE80F17F** [Em linha]. [Consultado em 15 de Outubro de 2009], em Britannica: <URL: <http://media-2.web.britannica.com/eb-media/11/27011-004-EE80F17F.gif>>.
- [12] **Thialf** [Em linha]. [Consultado em 15 de Outubro de 2009], em B.S.A.C.: <URL: http://www.bsac14.org.uk/photo/gen_int/thialf.jpg>.
- [13] **E464**. LNEC. Lisboa, 2005.
- [14] Pereira, Alexandre da Costa Pereira; Pereira, Alcio da Costa; & Neto, Esmeraldino José de Deus e Melo Neto. **Considerações sobre o projecto, execução e vida em serviço de estruturas offshore em concreto mantidas pela Petrobrás e Marinha do Brasil no litoral do Rio Grande do Norte**. In: 47 Congresso Brasileiro do Concreto, 2005, Recife - PE. Anais 47 Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.
- [15] Taier, Roberto; Araújo, Ernani Carlos de; & Godefroid, Leonardo Barbosa. **Fadiga em plataformas offshore fixas com modelos em elementos finitos**. Revista da Escola de Minas, Ouro Preto, v. 55, n. 3, p. 173-178, 2002.
- [16] **Ondas monstruosas capazes de afundar navios reveladas pelos satélites da ESA** [Em linha]. [Consultado em 12 de Outubro de 2009], em ESA: <URL:http://www.esa.int/esaCP/SEM8LDM26WD_Portugal_0.html>.
- [17] **Explosão seguida de incêndio na plataforma off-shore Piper Alpha – depois de vinte anos o rescaldo de uma tragédia de grandes proporções – 6/07/1988** [Em linha]. [Consultado em 12 de Outubro de 2009], em wordpress: <URL:<http://segurancaemrisco.wordpress.com/2008/10/14/explosao-seguida-de-incendio-na-plataforma-off-shore-piper-alpha-depois-de-vinte-anos-o-rescaldo-de-uma-tragedia-de-grandes-proporcoes-%E2%80%93-6071988/>>.
- [18] **Explosion Rocks Oil Platform** [Em linha]. The Free Lance-Star. [Consultado em 14 de Outubro de 2009], em Google News: <URL:<http://news.google.com/newspapers?nid=1298&dat=19701114&id=eGYQAAAAIBAJ&sjid=XooDAAAIBAJ&pg=1725,5981559>>.
- [19] **Four American companies charged with negligence in Mexican Oil rig explosion** [Em linha]. [Consultado em 14 de Outubro de 2009], em Jones Act Law:

- <URL:<http://www.jonesactlaw.com/news/four-american-companies-charged-with-negligence-in-mexican-oil-rig-explosion20091024.cfm>.
- [20] **Eólica offshore** [Em linha]. [Consultado em 11 de Outubro de 2009], em Aquaret:
<URL:http://www.aquaret.com/index.php?option=com_content&view=article&id=155&Itemid=298&lang=pt>.
- [21] **Repower fornece aerogeradores para primeiro parque offshore belga** [Em linha].
[Consultado em 12 de Outubro de 2009], em Ambiente online:
<URL:<http://www.ambienteonline.pt/noticias/detalhes.php?id=5180>>.
- [22] Gonçalves, Ana Maria. **Renováveis interessada na energia eólica ‘offshore’ em França. *Economico***, 1 de Outubro de 2009.
- [23] Alonso Joaquin Juvinao Carbono. **Otimização da Disposição de Linhas de Ancoragem Utilizando Algoritmos Genéticos**. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2005. Dissertação de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
- [24] Kunitaki, Denise Margareth Kazue Nishimura. (2006). **Tratamento de Incertezas no Comportamento Dinâmico de Estacas Torpedo para Ancoragem de Sistemas Flutuantes na Exploração de Petróleo Offshore**. Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006. Dissertação de Pós-Graduação em Ciências em Engenharia Civil.
- [25] Hammond, Richard. **Engineering Connections: Super Rig: Troll A Gas Platform**.BBC, 2008.
- [26] Ventura, Manuel. **Legislação, Regras e Normas no Projecto de Navios Mercantes**. Instituto Superior Técnico.
- [27] **DNV-OS-C101 – Design of Offshore Steel Structures, Geneal (LRFD Method)**. Høvik: Det Norske Veritas, 2008.
- [28] **DNV-RP-F203 – Riser Interference**. Høvik: Det Norske Veritas, 2008.
- [29] **DNV-OS-C502 – Offshore Concrete Structures**. Høvik: Det Norske Veritas, 2007.
- [30] **DNV-RP-C205 – Environmental Conditions and Environmental Loads**. Høvik: Det

Norske Veritas, 2007.

- [31] **API – Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design.** 21.^aed. Washington: American Petroleum Institute, 2005
- [32] MODU-CODE, Consolidated edition 2001. Intergovernmental Maritime Organization (IMO).
- [33] Resolution A.739(18) “guidelines for the Authorization Organizations Acting on Behalf of the Administration”. Intergovernmental Maritime Organization (IMO).
- [34] Resolution A.789(199) “ Specifications on the Survey and Certifications Functions of Recognized Organizations Acting on Behalf of the Administration”. Intergovernmental Maritime Organization (IMO).
- [35] Camarinha, Ricardo M. de Matos. (2009). **Apontamentos sobre a Acção Longitudinal do Vento em Edifícios Altos.** Instituto Superior Técnico.
- [36] Haritos, N.. (2007). **Introduction to the Analysis and Design of Offshore Structures – An Overview.** *EJSE Special Issue: Loading on Structures*, 55-65.
- [37] Datta, T. K.; & Jain, A.K.. (1998). **Analysis of Offshore Guyed Tower Platforms to Wind and Wave Forces.** *Journal of Energy Resources Technology*, 120, 256-262.
- [38] Pond, Stephen; & Pickard, George L. – **Introductory dynamical oceanography.** 2.^aed. Oxford: Pergamon Press, 1983. ISBN: 0-08-028728-X.
- [39] Azevedo, João J. R. T.. (1996). **Vibrações Aleatórias Dinâmica Estocástica Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica.** Instituto Superior Técnico.
- [40] Xavier, Daniel Anderson; Sá, Fábio Moreira de. **Projecto de uma Plataforma Spar com Capacidade de Armazenamento.** Coppe Politécnica.

- [41] **Bóias Ondógrafo Sines** [Em Linha]. [Consultado em 2 de Janeiro de 2010], em Instituto Hidrográfico: URL:<http://www.hidrografico.pt/boias-ondografo.php>.
- [42] Van der Tempel, Jan. **Design of Support Structures for Offshore Wind Turbines**. Abril de 2006.
- [43] Monteiro, Ana. (2001). **O reconhecimento Oficial da Importância da Climatologia em Portugal (1850-1900)**. *Revista da Faculdade de Letras*, Porto, III Série, Vol. 2, 167-174

Anexo 1

